

ERBAUINGENIEUR

ITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Herausgeber: Prof. Dr.-techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler / Berlin

Mitherausgeber: Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel / Darmstadt

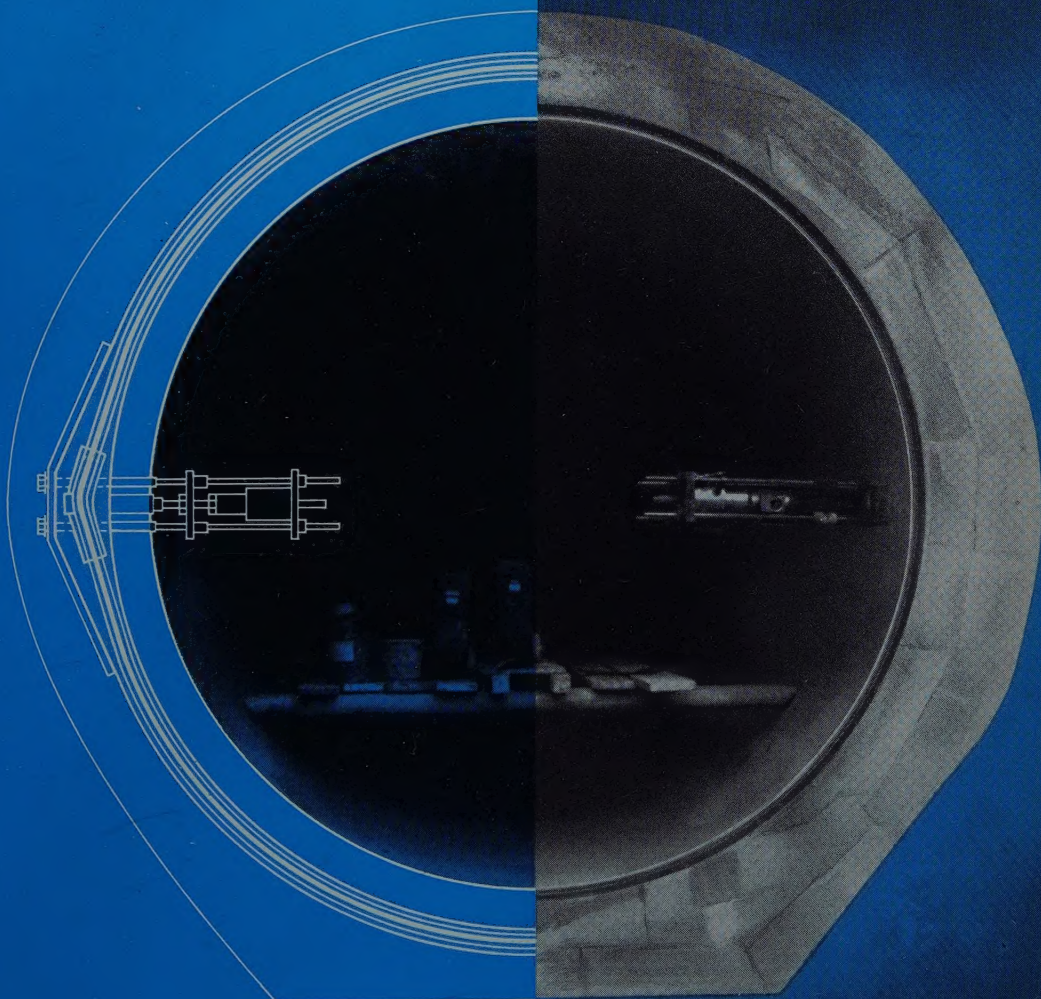
SPRINGER-VERLAG BERLIN GÖTTINGEN HEIDELBERG

1960

11

VORSPANNUNG

VON ROHRLEITUNGEN
UND STOLLEN DURCH
RINGSPANNGLIEDER BBRV | DBPa

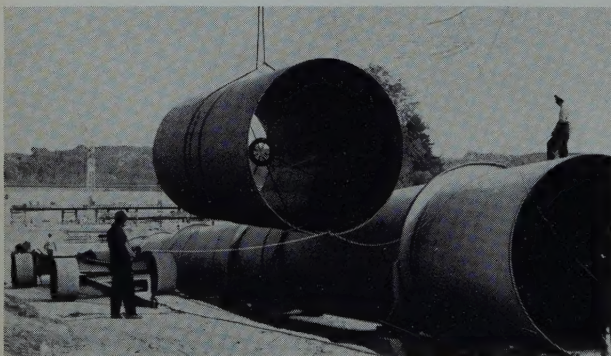


S U S P A

SÜDDEUTSCHE SPANNBETON GMBH
AUGSBURG-LANGENFELD/RHLD.



Druckrohrleitung für das Spitzenkraftwerk Leitzach II



Die Druckrohrleitung von 4,00 m Durchmesser ist in Ringen in Abständen von 18 m auf Rollen gelagert. In den Festpunkten ist das Rohr von Beton frei und durch eine Stahlkonstruktion verankert.

Max. Betriebsdruck 20 atü.

Blechdicken bis 25 mm.

Ges. Länge ca. 900 m.

Material: Feinkornstahl mit einer Streckgrenze von 36 kg/mm².

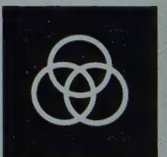
Bauherr: Stadtwerke München.

Entwurf und Federführung:

FRIED. KRUPP MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN

Ausführung in Arbeitsgemeinschaft mit:

FRIEDR. MAURER SÖHNE · MÜNCHEN-FREIMANN



Sicherheit über alles

Darauf kommt es für das Maschinenpersonal an. Bei dem HANOMAG-Schaufellader B 70 AF hat der Fahrer das Lade-
gerät in jeder Arbeitsstellung vor sich. Nie ist der Ein- und
Ausstieg versperrt. Sicherheit zuerst! Und hohes Arbeits-
tempo. Ein Hebel genügt, um das Ladegerät spielend leicht
und darum besonders zügig zu bedienen. Auch das Schalten
geht blitzschnell: Lenkradschaltung, ölhydraulische Lamellen-
kupplungen und Hydrolenkung. Weitere Einzelheiten des
B 70 AF: unverwüstlicher, einfacher, sparsamer und tausend-
fach bewährter Zweizylinder-Zweitakt-Dieselmotor mit 70 PS
am Schwungrad bei 1800 U/min – Drehmomentwandler – je
zwei Vorwärts- und zwei Rückwärtsgänge für Straße und
Gelände – Geschwindigkeit bis 41,2 km/h –.

Der B 70 AF hält, was er verspricht, ob auf Baustellen, im
Steinbruch, in Sandgruben, im Tagebau, an der Wand oder
in Fabrikationsbetrieben. Sie sollten ihn kennenlernen. Las-
sen Sie sich von uns ausführlich informieren!



Der HANOMAG-Schaufellader ist nach den glei-
chen Grundsätzen gebaut wie die in aller Welt
bewährten HANOMAG-Planier- und Laderraupen.



RHEINSTAHL HANOMAG
HANNOVER

Government of Ghana

VOLTA RIVER PROJECT

Invitation for tenders — Contract No. A. 3 Akosombo Development:
Construction of Dams, Power Plant and Appurtenances

Description of Project

The Initial Development of the Volta River Project at Akosombo will include a rockfill dam with a maximum height of about 370 feet and volume of about 10,900,000 cubic yards; a rockfill saddle dam with a maximum height of about 120 feet and a volume of about 750,000 cubic yards; an intake structure and six 24-foot diameter penstocks; a 213 ft. rated head power plant with an installed capacity of four francis-turbine driven 128 megawatt generating units with provision for the future addition of two similar units; a spillway with 12—42×42 ft. tainter gates; a 25-foot diameter diversion tunnel approximately 1,000 feet long; and other appurtenances.

Proposed Contract

Work under Contract No. A-3 will include the construction of the above-mentioned structures, as well as the installation of generating plant and other major equipment furnished by the owner.

Site Information

The proposed development is to be located at Akosombo about 60 miles northeast of the capital city of Accra. The job site is accessible by first-class all weather roads from both Accra and the harbour of Tema, where heavy lift facilities for unloading and handling of equipment may be installed by the Contractor. Foundation investigations and preparatory construction of housing, warehousing and other facilities are presently under way. The main dam and other appurtenant structures, including the spillway, saddle dam and intake are to be ready to begin storage of water by July 1964, and the first generating unit is to be ready for commercial operation by September 1965.

Bidding Procedure

Interested firms which have satisfactorily completed comparable projects should apply to the Consulting Engineers for the Government of Ghana:

Kaiser Engineers and Constructors, Inc. (Volta Project)

P. O. Box 1974, ACCRA, Ghana

or,

**Kaiser Engineers and Constructors, Inc. (Volta Project), Kaiser Center,
300 Lakeside Drive, OAKLAND 12, California**

for copies of the contract documents; two sets of documents may be obtained by making a non-refundable payment of U.S. \$ 50 or £ G 17.17.6 d. Additional sets may be obtained at U.S. \$ 25 or £ G 8.18.9 d. each.

Pre-qualification forms will be enclosed with the documents. Bids will be received only from those contractors who, having submitted the full information required for pre-qualification, are subsequently selected by the Government. The determination of the Government shall be final. Bids for Contract No. A-3 will be invited on a fixed unit price basis as set forth in the Contract Documents. It is anticipated that bids will be opened on about 17th January, 1961, and the award of the Contract will be made in about April, 1961. Preliminary security of £ G 250,000 will be required with tenders.

Pre-qualification forms may also be obtained directly from the Consulting Engineers at Oakland, California. Completed pre-qualification forms must be submitted by in-

terested tenderers to the Consulting Engineers at Oakland, California, not later than 12 October, 1960. Tenderers will be invited on 1—3 November to visit the proposed site and view foundation exploration, including shafts, trenches and cores from bore holes. This visit will include examination of Tema Harbour facilities and the Akosombo access road. Prospective tenderers should notify the Consulting Engineers before 20 October the names of persons desiring to attend so that hotel reservations and other arrangements may be completed. Prospective visitors should obtain passport, visas and Yellow Fever immunization at least 2 weeks in advance.

A prebid meeting is planned at the office of the Consulting Engineers in Zurich, Switzerland on December 6, at which time additional information on foundation exploration will be made available to answer questions by tenderers. A written addendum will be issued to all tenderers following this meeting.

Man baut schnell, einfach, sicher und wirtschaftlich
mit **BAUSTAHLMATTEN**



gestaffelte
kreuzweise
Bewehrung
(untere Lage)

FACHVERBAND **BAUSTAHLMATTEN** e.V. DÜSSELDORF · DRAHTHAUS

INERTOL

KORROSIONSSCHUTZ

für Stahl und Beton in Wasser-
kraftwerken für

**DRUCKROHRE
STAUMAUERN
WEHRE usw.**

mit unseren im Stahlwasserbau
vielfältig bewährten Schutzan-
strichen.

Wir beraten Sie gerne.

FIRMA PAUL LECHLER
STUTTGART UND
GELSENKIRCHEN/BUER

31 01 / 45

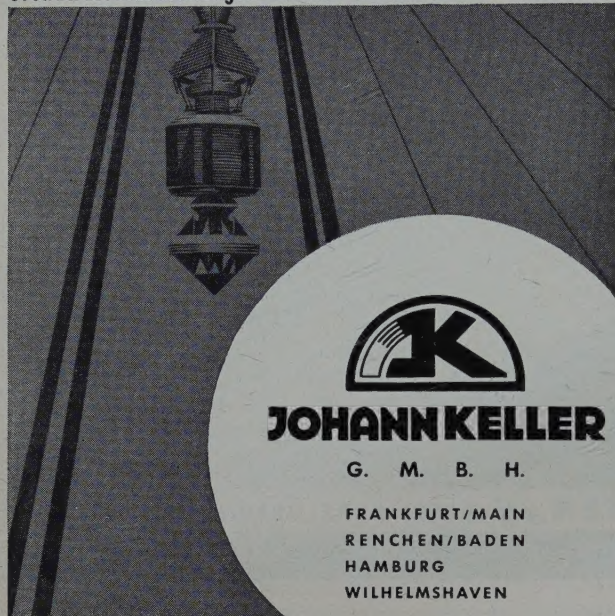
Betoplan ist die seit Jahren bewährte Sicht-
beton-Vorsatzschalung aus hochwertigen,
koch- und alkalifest verleimten Sperrhöl-
zern mit Kunstharzoberflächenvergütung.
Betoplan findet überall dort Anwendung,
wo an Sichtbeton technisch hohe An-
sprüche gestellt werden. Seine erprobten
Eigenschaften ermöglichen die Herstel-
lung von absolut fehlerfreiem Sichtbeton.

BETOPLAN

KLAUS ESSER

Kostenlose technische Beratung und Fachliteratur durch den äl-
testen und erfahrensten Sichtbetonfachmann der Bundesrepublik.
Klaus Esser KG, Düsseldorf 1, Postf. 2909

Brunnen- und Schachtbau Wasserversorgung Tiefbohrungen
Kernbohrungen Rütteldruck-Verdichtungen Rüttelfußpfähle
Rüttelzugpfähle und -Anker Pfeilergründungen Stollenbau
Steinskelettbildung Tiefendrainagen Dammverdichtungen
Injektionsbohrungen Verpressungen Ungest. Proben im Sand
Grundwasserabsenkungen Bruchsteinbeton Unterwasserbeton



Das vollkommene Techniker-Reisszeug DM 38,50



in Taschenbuchetui

enthält alle benötigten Instrumente und verzichtet
auf entbehrliche Ausstattung.

Hochglanzvernickelt — bewährte Geradeführung — auswechsel-
bare Nadeln — 2 Kniegelenke am Einsatzzirkel — Reinigungs-
vorrichtung an Reissfedern — Einsatz-Teilzirkel mit Mittelrad —
Volle Garantie auf Lebenszeit

deshalb so preisgünstig

Bitte wenden Sie sich an Ihren Fachhändler oder
verlangen Sie unser ausführliches Angebot.

BAYERISCHE REISSZEUGFABRIK AG NÜRNBERG

Einführung in die Festigkeitslehre für Studierende des Bauwesens

Von Dr. phil., Dr. techn. FRITZ CHMELKA,
a. o. Professor an der Technischen Hochschule in Wien,
und Dipl.-Ing., Dr. techn. ERNST MELAN,
o. Professor an der Technischen Hochschule in Wien

Vierte, umgearbeitete und ergänzte Auflage

Mit 240 Textabbildungen, VIII, 369 Seiten Gr.-8°. 1960. Steif geheftet DM 32,—

INHALTSÜBERSICHT

Grundlagen der Festigkeitslehre · Trägheits- und Deviationsmoment ebener Flächen. Das Widerstandsmoment ·
Biegungs- und Schubbeanspruchung gerader Träger · Beanspruchung auf außermittigen Zug oder Druck, bzw.
durch Biegemoment und Normalkraft · Die Biegelinie · Verdrehung prismatischer Stäbe · Druckstäbe (Knickung) ·
Statisch unbestimmte Tragwerke.

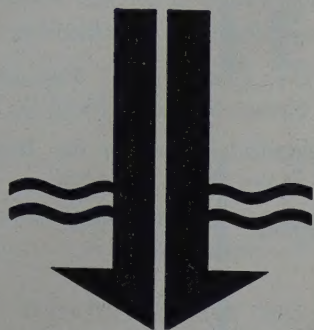
ZUR INFORMATION

Seit dem Erscheinen der dritten Auflage des Buches haben sich einerseits die DIN-Normen weitgehend geändert, andererseits gab Österreich eigene Normen mit zum Teil von den DIN abweichenden Vorschriften. Es war daher bei der Abfassung der Neuauflage eine nicht ganz leichte Aufgabe zu lösen: sollte das Buch, wie bisher, sowohl in Österreich als auch in Deutschland in vollem Umfang verwendbar sein, so mußten beide Normen berücksichtigt werden. Dies wirkte sich insbesondere an den numerischen Beispielen aus. Zahlreiche Beispiele wurden nach beiden Normen durchgerechnet, andere entweder nach DIN oder nach Önorm. In den letzteren Fällen wurde kurz auf das Ergebnis hingewiesen, das auf Grund der entsprechenden anderen Norm folgte. Damit ergaben sich Kapitel von Änderungen und Ergänzungen unberührt. Von den letzteren seien hervorgehoben eine gegenüber den früheren Auflagen ausführlichere Behandlung der Bruch- und Fließhypothesen sowie der Ermüdungsbeanspruchung und weiteres die Behandlung der Knickung von Stahlstäben nach dem Traglastverfahren. Die Berechnung der Knickbeiwerte für Stahl erfolgt ja nunmehr nach gänzlich anderen Gesichtspunkten als früher, und es wurde versucht, den Leser in die Grundgedanken des Traglastverfahrens einzuführen, die in der Praxis immer mehr Raum gewinnen.

SPRINGER-VERLAG · WIEN

ARL BAUER KG · SPEZIALTIEFBAU

Schrobenhausen · Bayern



ründungen

Grundwasserabsenkungen

Brunnenbau

Wasserversorgung

Horizontalbohrungen

Zementinjektionen

Verankerungen

Beratung und Planung auf den verschiedensten
Gebieten des Spezialtiefbaues.

Horizontale, schräge und vertikale Verankerungen verschiedenster Bauteile insbesondere von Baugrubenumschließungen führen wir auch unter ungünstigen Bodenverhältnissen und bei geringster Beeinflussung der Umgebung nach unserem neuen Verfahren (DBPa) sicher und wirtschaftlich aus.

Unter anderem wurden bei folgenden größeren Bauobjekten Injektionszuganker nach unserem Verfahren hergestellt:

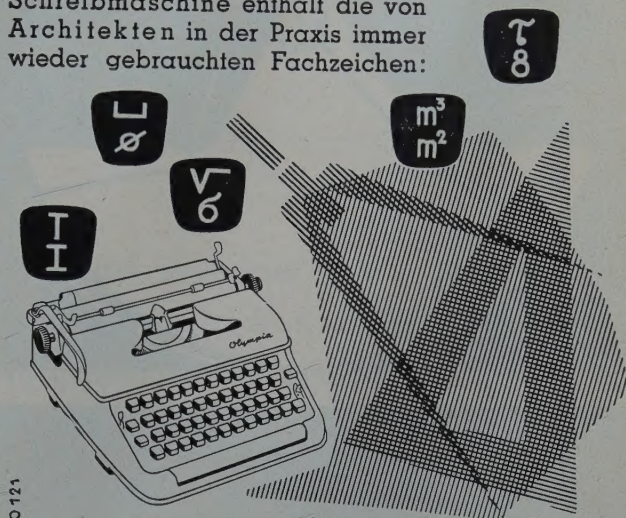
Einlaufbauwerk Leitzach-Kraftwerk	10 Anker
Neubau des Rundfunkhauses München	210 Anker
Neubau des Rundfunkhauses Köln	130 Anker
Hochhaus zur Schanze, Zürich	50 Anker
Kaufhaus Hertie, Stuttgart	30 Anker
Geschäftshaus Bayer. Beamtenvers. München	60 Anker
Kaufhaus Merkur, Stuttgart	100 Anker
Kaufhaus Horten, Heidelberg	100 Anker
Tiefgarage Stuttgart	120 Anker

Die Ankerzugkraft betrug im allgemeinen etwa 30 to.

Olympia

vorteilhaft mit der
Spezialtastatur für
Architekten

Die Spezialtastatur der OLYMPIA-Schreibmaschine enthält die von Architekten in der Praxis immer wieder gebrauchten Fachzeichen:



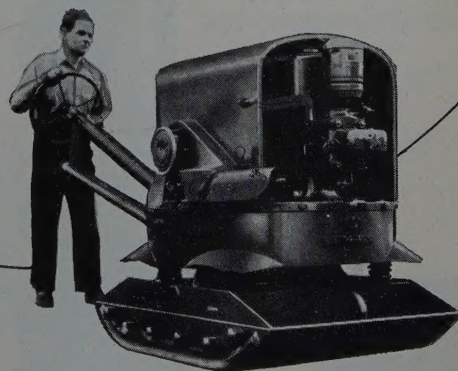
Handschriftliche Eintragungen und viele Anschläge werden durch die Spezialtastatur eingespart.

Ausführliche Druckschriften sendet Ihnen

**OLYMPIA WERKE AG.
WILHELMSHAVEN**

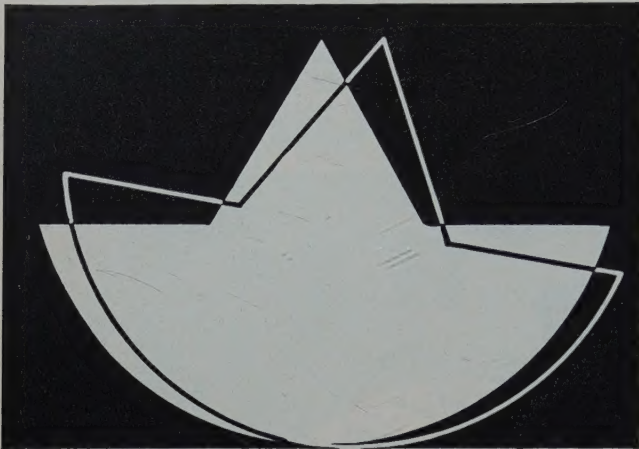
VIBROMAX

Tiefwirkende Bodenverdichtung
durch Plattenrüttler



**LOSENHAUSENWERK
DUSSELDORFER MASCHINENBAU A.-G.
DUSSELDORF · GRAFENBERG**

ein Kompensator-Nivellier mit 2 Leistungsstufen



Koni 007

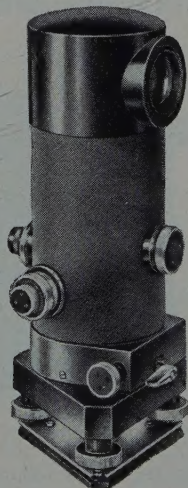
Genauigkeit mit arretiertem
Planplattenmikrometer 2 . . . 3 mm/Km
Genauigkeit mit eingebautem
Planplattenmikrometer 0,5 . . . 0,8 mm/Km

Vertrieb für die Bundesrepublik

Werner Jähnert, Göttingen

Weender Landstraße 6 - Hochhaus

Generalvertretung der optischen Werke JENA



aus JENA

JENOPTIK JENA GmbH

Nichtstationäre Vorgänge in den Zuleitungs- und Ableitungskanälen von Wasserkraftwerken

Translationswellen in offenen Kanälen,
Wasserschlässe an Druckstollen

Von JOSEF FRANK, Obergeringieur, Wissenschaftlicher
Mitarbeiter der Siemens-Schuckertwerke A.G., Erlangen

Zweite, neubearbeitete Auflage des Buches von
J. FRANK und J. SCHÜLLER

Mit 232 Abbildungen. XI, 333 Seiten Gr.-8°. 1957.
Ganzleinen DM 48,—

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„...Die nicht einfachen Probleme, für deren Studium man bisher auf eine große Fülle von Einzelpublikationen, insbesondere in Zeitschriften, angewiesen war, sind hier mit großer Sachkenntnis ausführlich und anschaulich behandelt. Text und Literaturverzeichnis beweisen, daß alle wesentlichen Studien über dieses Thema aus aller Welt, nicht nur aus der deutschen Literatur, verarbeitet worden sind... Das vorbildlich ausgestattete Buch wird jedem Bauingenieur, der sich mit Wasserkraftanlagen zu befassen hat, sehr gute Dienste leisten.“ *Schweiz. Technische Zeitschrift*

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Die gewerblichen und industriellen Abwässer

Entstehung, Schädlichkeit, Verwertung,
Reinigung und Beseitigung

Von Dr. rer. nat., Dr.-Ing. E. h. FRIEDRICH SIERP,
Essen-Stadtwald

Zweite, neubearbeitete Auflage

Mit 251 Abbildungen. XI, 660 Seiten Gr.-8°. 1959.
Ganzleinen DM 59,40

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„...Die auf umfangreichen praktischen Erfahrungen beruhenden Kenntnisse des Verfassers und sein auch die neuesten Arbeiten aus dem Fachgebiet umfassendes Wissen sowie die Einbeziehung der wichtigsten Fachliteratur machen dieses Werk zu einem unentbehrlichen Führer durch alle Gebiete des Abwasserwesens. Wenn es vom Verlag als Handbuch für eine Reihe verschiedenster Fachsparten bezeichnet wird, so kann dies mit vollem Recht dahin erweitert werden, daß es das Handbuch für alle ist, die sich mit Abwasserfragen in irgendeiner Weise zu befassen haben. Es ist für jeden unentbehrlich, der sich über das Gebiet der Abwassertechnologie allgemein unterrichten will und gleichermaßen für jeden, der für ein bestimmtes Problem eine umfassende Darstellung und Erklärung sucht.“ *Österreichische Wasserwirtschaft*

SPRINGER-VERLAG

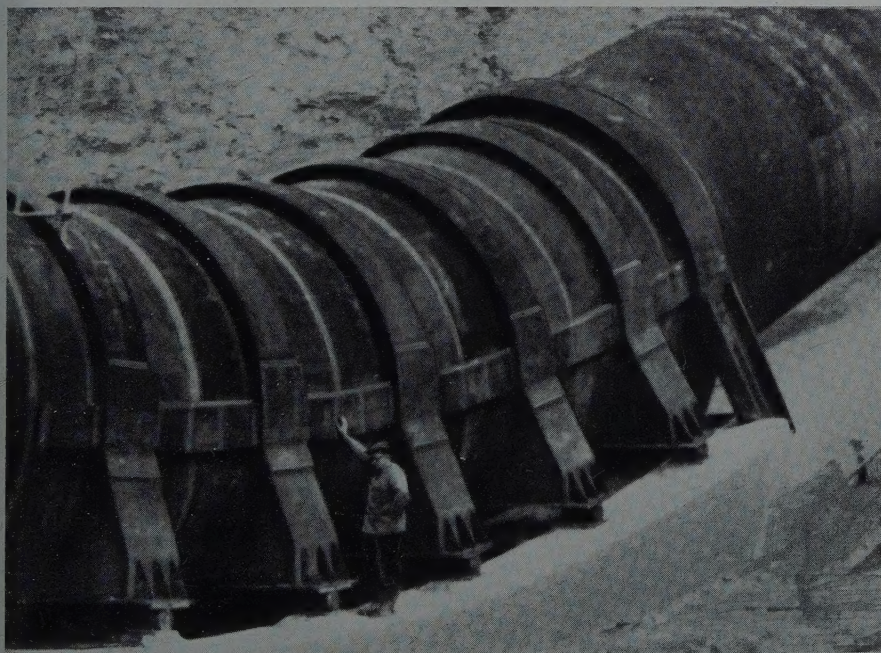
BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

ARBEITSGEMEINSCHAFT LEITZACHSTOLLEN

führte aus:

Einlaufbauwerk am Seehamer See • Stollen
unter der Autobahn im Druckluftvortrieb • Süd-
stollen • vorgespannte Rohrleitung • Funda-
mente für den Leitzachdüker • Nordstollen.

ALFRED KUNZ & CO. • GRÜN & BILFINGER A. G. • POLENSKY & ZÖLLNER
MÜNCHEN Niederlassung MÜNCHEN Niederlassung MÜNCHEN



◀ Teilansicht der Dükerleitung
des Leitzach-Kraftwerkes

Länge: 520 m

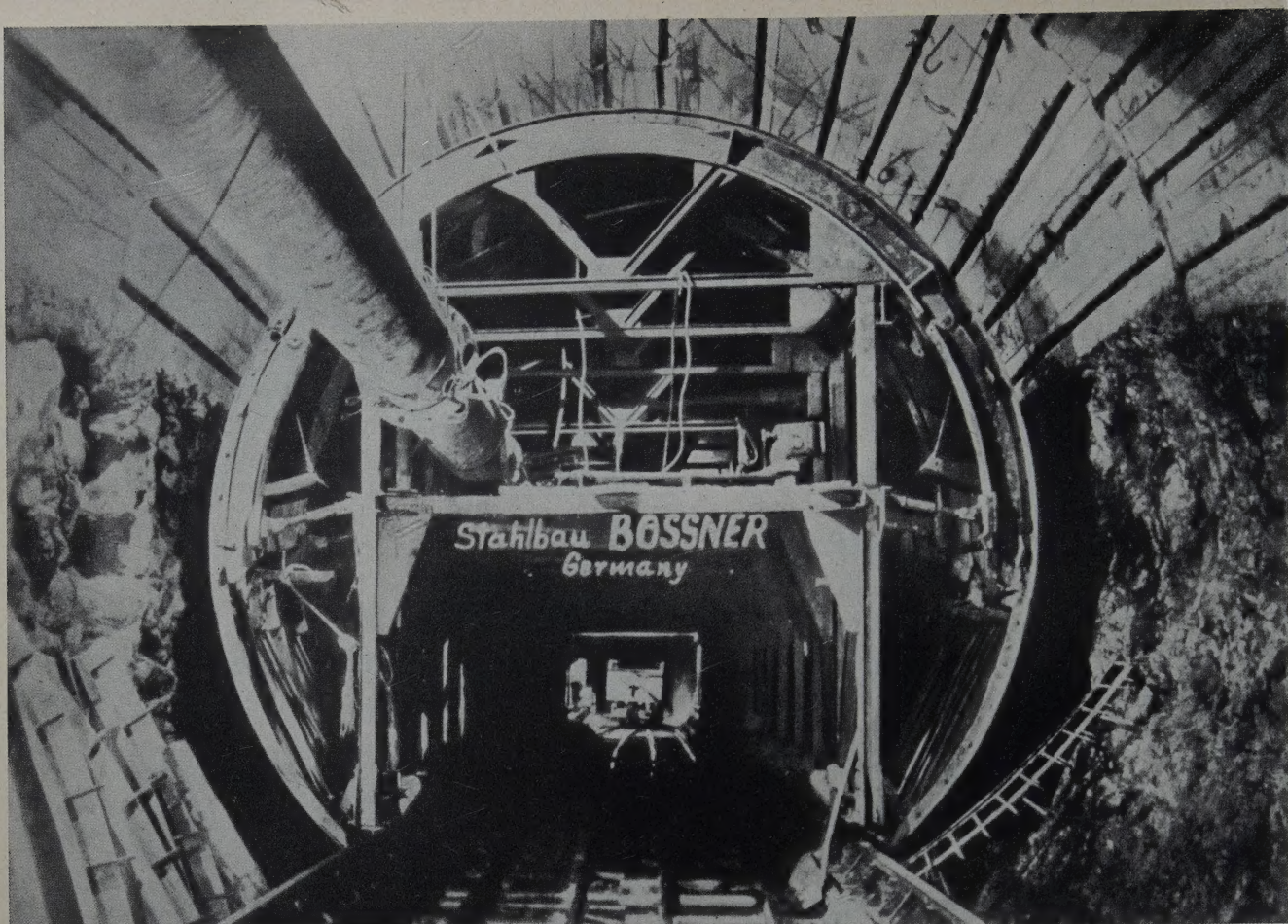
Durchmesser der Leitung: 4 m

Gewicht: ca. 800 to

Gemeinschaftsarbeit

STAHLBAU LAVIS, OFFENBACH MAIN

STAHLBAU B. SEIBERT GMBH., ASCHAFFENBURG MAIN



STAHLBAU BOESSNER

Stahlkonstruktionen für Hoch- und Tiefbau
Tunnel- Stollen- Schacht- und Rohrschalungen



BAD AIBLING / OBB.
Ruf: 485.

Inhaltsübersicht

Seite

K 621.311.21 : 624.196.1/3 : 627.823 : 627.84 : 725. 198 (43) <i>Dr.-Ing. J. Fiesinger, München:</i> Bemerkenswerte Bauingenieuraufgaben bei der Erweiterung des Leitzachkraftwerkes der Stadt München zu einem Spitzenkraftwerk Mit 44 Abbildungen	401
K 624.972.043.3 : 624.071.2.042 : 621.315.665 <i>Prof. Dr. techn. E. Melan, Wien:</i> Die genaue Berechnung mehrfach in ihrer Höhe abge- spannter Maste Mit 11 Abbildungen	416
K 627 : 69.034.95 : 624.131.542.532 <i>Prof. Dr. techn. H. Ehß, Graz:</i> Grundlagen zum hydraulischen Grundbruch bei Stauhaltungen im durchlässigen Erdreich Mit 11 Abbildungen	423
K 69.059.22 : 622.839.45 : 622.35 <i>Oberreg.-Rat Dr. F. Kuhn, Dortmund:</i> Gebäudeschäden durch Steinbruchsprengungen Mit 1 Abbildung	432

Kurze Technische Berichte

K 627.343 : 624.861 : 627.341.3 (421) Neue Ölumschlagsbrücken für größte Tanker im Themse- hafen von London Mit 4 Abbildungen	433
K 624.5 (44) (047.6) Hängebrücke über die Seine bei Tancarville Mit 4 Abbildungen	434
K 621.643.23 - 186 : 627.844 : 693.81 (047.6) Moderne Druckrohrleitungen mit aufgeschrumpften Ringen Mit 1 Abbildung	435
K 625.711.3 : 625.711.8 : 625.84 (420) Die Umgehungsstraße bei St. Albans Mit 1 Abbildung	435
K 522.2 : 621.396.946 : 621.396.833.2 (754) Ein Riesen-Parabolspiegel Mit 2 Abbildungen	436
K 627.341.3 : 539.313 (047.6) Einfache elastische Dalben mit konstantem Widerstand Mit 4 Abbildungen	437
K 624.915.012.4 : 69.024.4 : 725.16 (745) Das Schalendach des Postgebäudes in Providence Mit 3 Abbildungen	438
Verunreinigung des Grundwassers durch Lagerflüssig- keiten	439
Buchbesprechungen	439
Verschiedenes	441

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr. techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler

Technische Universität Berlin,

Lehrstuhl für Stahlbau

(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 35

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Springer-Verlag,

Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts eines Beitrages für die Zeitschrift „Der Bauingenieur“ erwirbt der Springer-Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder, einschließlich des Rechts der photomechanischen Wiedergabe oder einer sonstigen Vervielfältigung. — Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen nicht vorher an anderer Stelle veröffentlicht worden sein und auch später nicht anderweitig, weder im Inland noch im Ausland, veröffentlicht werden. Ausnahmen von dieser Regel bedürfen einer entsprechenden Vereinbarung zwischen Autor, Herausgeber und Verlag.

Photokopien: Auf Grund des zwischen dem Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. und dem Bundesverband der Deutschen Industrie abgeschlossenen Rahmenabkommens ist jedoch die Anfertigung photomechanischer Kopien eines Beitrages gewerblichen Unternehmen für den innerbetrieblichen Gebrauch gestattet, sofern der Hersteller oder Benutzer jede Seite dieser Kopie mit einer Gebühren-Wertmarke im Betrag von DM 0,10 kenntlich macht. Diese Marken sind zu beziehen vom Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. (Inkasso-Stelle), Frankfurt/M., Großer Hirschgraben 17/19. (Der Verlag läßt diese Beträge den Autorenverbänden zufließen.) Die Verpflichtung zur Verwendung von Gebühren-Wertmarken entfällt, falls der Hersteller von Kopien mit dem Springer-Verlag ein Pauschalabkommen über die Kopie-Gebühren-Entrichtung vereinbart hat.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelheft DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,60 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresabschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 83 03 01) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin · Göttingen · Heidelberg

Bemerkenswerte Bauingenieuraufgaben bei der Erweiterung des Leitzachkraftwerkes der Stadt München zu einem Spitzenkraftwerk

Von Dr.-Ing. Johannes Fiesinger, München,
Tiefbaureferat, Abt. Wasser- und Brückenbau der Stadt München

DK 621.311.21 : 624.196.1/ : 3 : 627.823 : 627.84 : 725.198 (43)

1. Einleitung

Die Erweiterung des Leitzachkraftwerkes der Stadt München zu einem Spitzenkraftwerk fällt aus dem konstruktiven Rahmen der normalen Hochdruck-Wasserkraftanlagen mit Pumpspeichermöglichkeit: Oberes und unteres Speicherbecken sind durch eine verhältnismäßig lange Zuflußleitung (2,35 km vom Einlaufbauwerk bis Krafthaus) verbunden. Diese Leitung überquert als Düker das ca. 500 m breite und 90 m tiefe Tal der Leitzach.

Außerdem sind neben der Autobahn München—Salzburg noch zwei Bergrücken mit Stollen zu durchfahren. Das neue Krafthaus liegt unter Gelände im Grundwasser (Abb. 1 und 3). Man war zu dieser Linienführung der Rohrleitung gezwungen, weil bei dem ersten Ausbau der Wasserkraftanlage (1911—1913), mit Erweiterung der Pumpspeichermöglichkeit (1926—1929) durch Bau eines Unterbeckens, die gleiche Trasse gewählt worden war, so daß also alte und neue Anlage fast parallel zueinander verlaufen.

Das obere Wasserbecken wird durch den Seehamer See gebildet, der seinen Zulauf durch zwei Stollen von den Flüssen Leitzach, Schlierach und der Mangfall erhält. Die Wasserabgabe erfolgt etwa 2 km unterhalb des alten und neuen Krafthauses durch das alte Ausgleichsbecken in die Mangfall (Abb. 2).

Grund für die derzeitige Erweiterung der Energieleistung des Leitzachkraftwerkes von alt 20 000 kW auf neu 60 000 kW war der ständig steigende Strombedarf der Stadt München, deren Bevölkerung seit 1948 jedes Jahr um rund 30 000 Einwohner anwächst. Die vorgenannten Besonderheiten in der Längsentwicklung der gesamten Wasserkraftanlage stellten bemerkenswerte Bauingenieuraufgaben.

Die Forderung der Stadtwerke-EW. München, so schnell wie möglich vom neuen Werk Energie beziehen zu können, hatte zur Folge, daß für die hier beschriebenen Tiefbauarbeiten einschließlich der Stahlrohrverlegearbeiten für den Düker, die Druckrohr- und Verteilrohrleitung, der Straßen- und Gleisverlegearbeiten, Wasserhaltungsarbeiten, der umfangreichen Reparaturarbeiten am alten Werk, Bachumleitungen usw. nur knappe zwei Jahre Bauzeit (September 1958 bis August 1960) zur Verfügung standen; hieraus ergaben sich besondere tiefbautechnische Probleme¹.

2. Wasserbau: Einlaufbauwerk

Die Ausführung des neuen Einlaufbauwerkes mußte mittels einer von Stahlspundwänden umschlossenen Wasserbaugrube erfolgen (Abb. 4). Bemerkenswert war dabei, daß die Aussteifung dieser Spundwandgrube nicht mit Holz, sondern, dem Verlauf des statischen Wasserdruckes folgend, durch zwei übereinander angeordnete unregelmäßige horizontal liegende Stahlbetonrahmen erfolgte.

Da ein Aushub mit 12 m unterhalb Seewasserspiegel vorgesehen war, um die ca. 4 m dicke Betonsohle des Einlaufbauwerkes betonieren zu können, hatte man Befürchtungen hinsichtlich eines Grundbruches in der Bauwerkssohle. Aus diesem

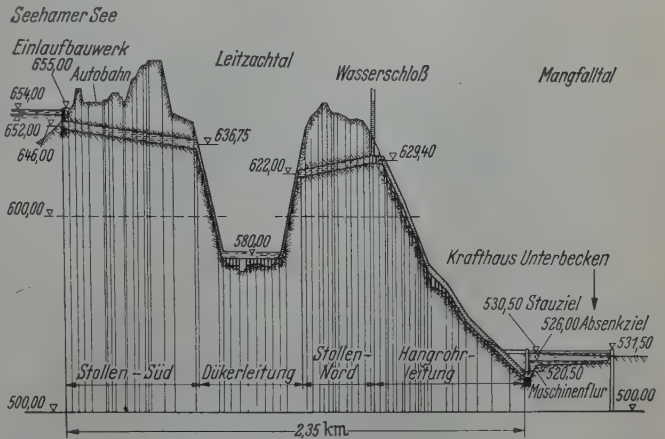


Abb. 1. Verzerter Höhenplan der Gesamtanlage.



Abb. 2. Wassereinzugsgebiet des Leitzachwerkes, Übersichtsplan.

¹ Über „Baustelleneinrichtungen sowie Baugeräteinsatz beim Leitzachkraftwerk“ s. Baumaschine und Bautechnik 6 (1959), H. 11/12.

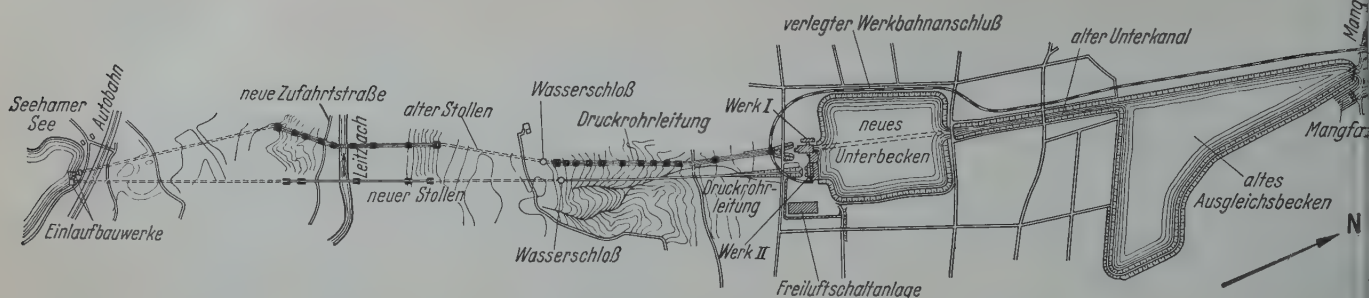


Abb. 3. Grundriß der alten und neuen Anlage.

Grunde war zunächst beabsichtigt, die Sohle mittels Spannbetonzugpfählen nach unten in den Boden zu verankern. Die örtliche Tiefbauleitung der Stadt München hatte jedoch die Verantwortung für das (gelungene) Wagnis auf sich genommen, ohne diese Zugpfähle auszukommen, um die damit verbundene Kostenerhöhung von ca. 200 000 DM ersparen zu können.

Die rechte Flügelmauer des Einlaufbauwerkes wurde durch eine bogenförmig geschlagene Spundwand gebildet, vor die später eine Steinpackung geschüttet wurde, um sie gegen Erddruck und Ausweichen nach der Wasserseite zu sichern. Die Verankerung der Spundwand nach rückwärts erfolgte durch schräg nach hinten geführte Spannbetonzuganker (ausgeführt nach der Methode der Fa. Bauer, Schrobhausen).

Die Bauausführung für das Einlaufbauwerk, die Unterfahung der Autobahn, die Herstellung des Nord- und Südstollens und der Gründungsarbeiten für die Dükerleitung im Leitzachtal, also die Strecke Einlaufbauwerk bis zum Wasserschoß, lag in den Händen der Arbeitsgemeinschaft Alfred Kunz & Co., München, Polensky & Zöllner, München, Grün & Bilfinger, München, unter Federführung der Fa. Kunz & Co.

Da infolge der Kriegswirren sämtliche Pläne über die Ausbildung der Autobahnmauer hinter dem Einlaufbauwerk vernichtet worden waren und man die Gründungstiefe dieser Mauer nicht genau feststellen konnte, auf der anderen Seite aber jede Setzung dieser Mauer vermieden werden sollte, wurde der Boden unter der genannten Stützmauer durch umfangreiche Zementinjektionen verfestigt. Abb. 5 zeigt den Zustand vom alten und neuen Einlaufbauwerk nach Vollendung des Baues sowie erfolgter Schützenmontage im Juni 1960 während der Stilllegung von Werk I und Absenkung des Seehamer Sees.

3. Stollenbauarbeiten

Die Stollenbauarbeiten gliedern sich in drei Teile (siehe Abb. 1 u. 3):

1. Südstollen, Länge rund 500 m.
2. Autobahnstollen, Länge 89 m, sowie Übergangsstück vom Südstollen zur Stahlrohrleitung am Südhang des Leitzachtals, Länge rd. 100 m.
3. Nordstollen, Länge 388 m.

Auf Grund der vorangegangenen geologischen Bodenuntersuchungen und Bohrungen durch die Fa. Aufschläger, Simbach

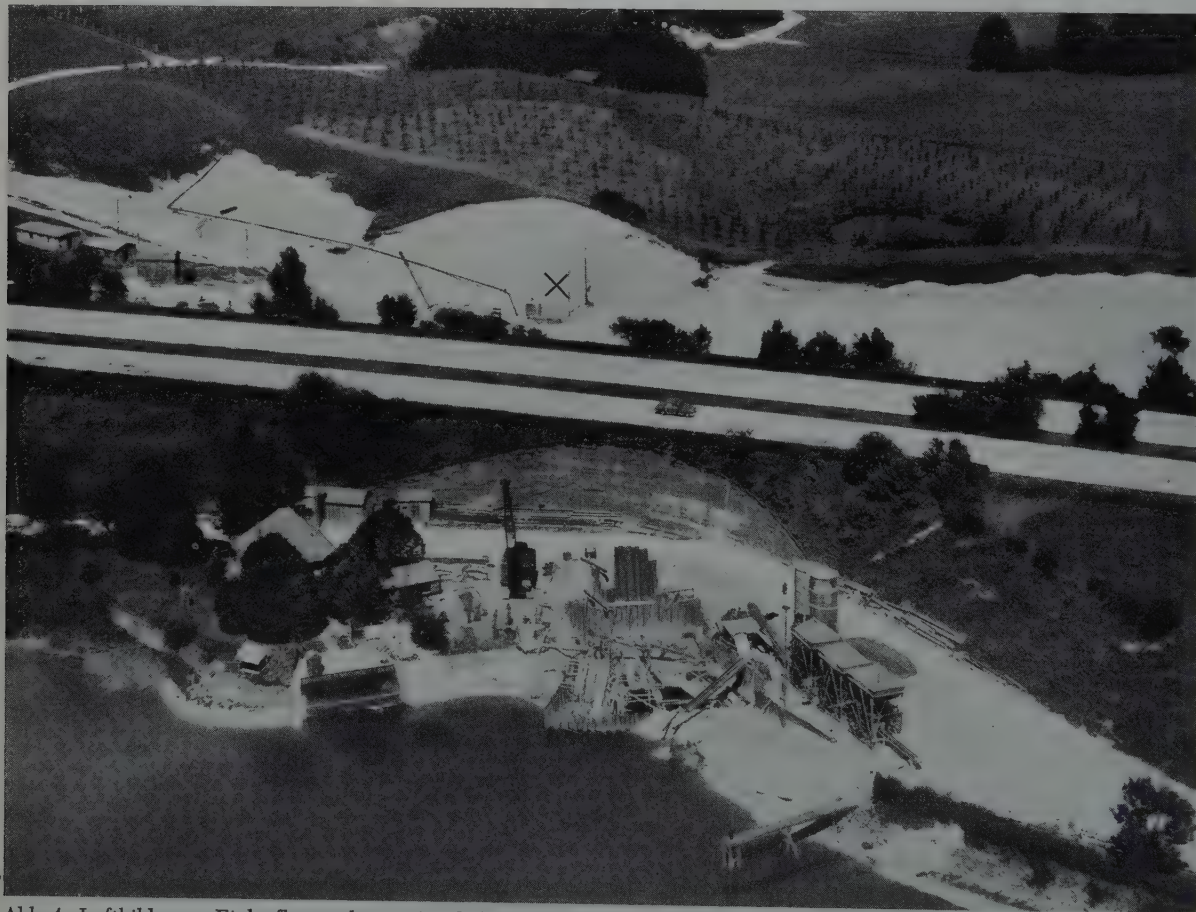


Abb. 4. Luftbild vom Einlaufbauwerk mit Autobahn München—Salzburg; unten links altes Einlaufbauwerk; daneben Wasserbaugrube für neues Einlaufbauwerk. Dahinter alte Autobahnstützmauer. Hinter der Autobahn Baugrube für den Stollen unter der Autobahn zum Einlaufbauwerk und zum Südstollen zum Leitzachtal. Die Verbindungslinie von den herausstehenden Spundwänden des Einlaufbauwerkes bis zum Kreuz hinter der Autobahn ergibt den Bereich der Unterfahung der Bundesautobahn.



Abb. 5. Altes und neues Einlaufbauwerk. (rechts) Blick vom Seehamer See aus während der Betriebsstilllegung Mai 1960.

und in Zusammenarbeit mit dem Bayerischen Geologischen Landesamt war es der Städtischen Tiefbauleitung von vornherein klar, daß bei der Ausführung der Stollen mit besonderen Schwierigkeiten gerechnet werden mußte.

Die zu durchfahrenden Bergrücken bestanden in der Hauptsache aus gebräuchtem und druckhaftem Gebirge (Jungmoräne), vermischt mit Mergel, etwas Lehm, Sand und vor allem Kollies (teilweise war die Jungmoräne auch mit Findlingen durchsetzt). Hinzu kam noch ein sehr starker Wasserandrang. Darüber hinaus lag der Süd- und Autobahnstollen etwa noch 1 m unter dem Grundwasserhorizont. Es mußte hier also auch mit sehr starkem Wasserandrang und einer vergrößerten Eintrutzgefahr gerechnet werden. Alle Beteiligten waren durch die Tatsache belehrt, daß beim ersten Ausbau des Leitzachkraftwerkes sich zwei Einstürze ereignet hatten, denen leider sieben Menschen zum Opfer gefallen waren. Eine Wiederholung einer solchen Katastrophe mußte unter allen Umständen vermieden werden.

Da für die neu zu installierende Leistung von 40 000 kW eine Durchflußmenge von 43 m³/s gefordert wurde, ergab die hydraulische Berechnung für die Stollen und für die Stahlrohrleitungen einen inneren wirtschaftlichen Durchmesser von 4 m. Hierbei beträgt die Wassergeschwindigkeit im Stollen 3,4 m/s. Die Nutzfallhöhe vom Seehamer See zum Krafthaus beträgt rund 123 m, sämtliche Stollen sowie die Stahlrohrleitungen stehen also unter hohem inneren Wasserdruck.

a) Südstollen

Der Ausbruch erfolgte nach Art der belgischen Bauweise mit Hilfe der Kunzschen Tunnelrüstung. Hierbei wird zuerst die Kalotte ausgebrochen und ein Schutzgewölbe aus Beton zur Aufnahme des Gebirgsdruckes hergestellt; anschließend erfolgte der Stroßenausbruch. Nach Fertigstellung dieser Arbeiten konnte mit dem Einbau des statisch tragenden Innenrings aus Stahlbeton begonnen werden. Die Anwendung eines Schildvortriebes hätte in diesem Gebirge wesentlich höhere Kosten verursacht. Darüber hinaus wären für eine solche Vortriebsmethode vier Monate mehr an Bauzeit erforderlich gewesen und die Findlinge hätten ein Verkanten bzw. eine Beschädigung des Schildes nach sich gezogen.

Die Kunzsche Tunnelrüstung (Abb. 6 u. 7) besteht hauptsächlich aus einer kombinierten Holz- und Eisenkonstruktion, es werden zwei Profileisenbögen eingebaut. Der untere Bogen, zugleich auch Lehrbogen für das Betonieren eines Schutzgewölbes, dient zur Abstützung des Gebirgsdruckes (eigentliche Tragkonstruktion). Der zweite eiserne Bogen („Ausbruchsbogen“) bildet die äußere Leitung des Schutzgewölbes und wird durch eiserne Spriße, auch Reiter genannt, auf den Lehrbogen abgestützt. Die Rüstung hat den Vorteil, daß beim Betonieren die Ausbruchsbögen und Spriße entfernt werden können, es

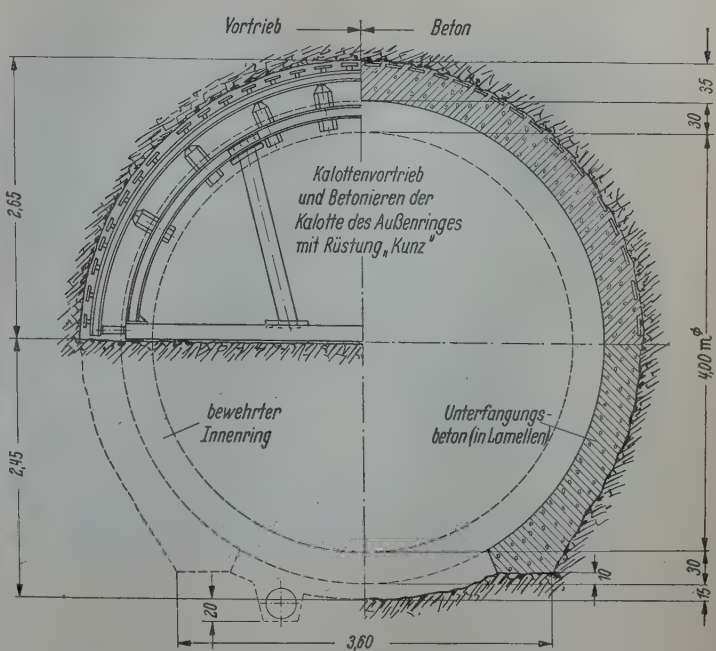


Abb. 6. Regelquerschnitt für den Vortrieb des Südstollens (Kunzsche Rüstung).

können beliebig viel Reiter eingebaut werden. Mittels Hartholzkeile, Laschen oder Ziegelsteinen kann der Abstand zwischen Ausbruchsbogen und Lehrbogen gesichert und durch kräftiges Antreiben der Keile auch noch auf den Berg ein Gegendruck



Abb. 7. Einzelheit der Kunzschen Rüstung mit oberen und unteren Profilstahlringen, „Reitern“ und oberer Schalung aus Stahlblechen (Messervortrieb) sowie hölzerne Absteifung nach unten.



Abb. 8. Kalottenvortrieb nach „Kunz“. Oberes Schutzgewölbe ausgeschalt, unterer Aussteifungskranz aus Profilstahl.

ausgeübt werden; durch Rundhölzer wird der Lehrbogen auf eine Holzschwelle abgesteift. Der Vortrieb der Kalotte erfolgt durch Bretter- oder Stahlschalung (Messervortrieb). Der Abstand der Einzel-Ringbögen richtet sich nach dem jeweils auftretenden Gebirgsdruck, er betrug hier etwa 1 bis 1,5 m.

Nach Fertigstellung des Schutzgewölbes (Abb. 8) erfolgte lamellenweise die Unterfahrung dieses Schutzgewölbes und nach Erhärten des Betons der Stroßenausbruch. An stark druckhaften Stellen mit besonders starkem Wasserandrang wurde mit Brustverzug gearbeitet (etwa 40 % der Strecke), die Förderung der Abbruchmassen erfolgte durch Gleisbetrieb.

Abb. 6 zeigt rechts das Schutzgewölbe, das hier durchschnittlich aus einem 35 cm starken Betonring bestand. Der eigentliche statisch tragende und für den Innendruck bewehrte Innenring aus Stahlbeton hatte eine Stärke von 30 cm, das Ausbruchsprofil beim Südstollen einen Durchmesser von max. 5,45 m, die Ausbruchsfläche betrug $24,6 \text{ m}^3/\text{lfdm}$.

Als Bewehrung des statisch tragenden Innenrings wurde Queristahl verwandt, die durchschnittliche Vortriebsleistung je Tag betrug 2,23 m. Folgende Sicherheitsmaßnahmen kamen bei dem beschriebenen Stollenbau zur Anwendung:

Um den C_0 -Gehalt der Luft im Stollen schnell und sicher messen zu können, wurden Dräger-Geräte eingebaut. Das elektrische Licht vor Ort hatte nur 24 V Spannung, die Leute im Stollen selbst waren mit Karbidlampen ausgerüstet. — Bei Sprengarbeiten unter Tage zur Beseitigung der Findlinge waren nur Aufsichtskräfte und Mineure eingesetzt. Bei elektrischer Zündung wurde durch entsprechende Erdung der Schienen-, Luft- und Wasserleitung zum Schutze gegen Blitzeinschläge Vorsorge getroffen. — Für die Zufuhr von Frischluft in die Stollen sorgten ein Haupt- und ein Ersatzaggregat. Die Überwachung in technischer und sicherheitlicher Hinsicht erfolgte durch das Oberbergamt München.

Nach dem Vollausschub wurde zunächst die Rundstahlbewehrung des statisch tragenden Innenrings verlegt und die Sohle betoniert. Danach wurde auf einem Schienenpaar ein eiserner Schalwagen von 13,5 m Länge eingebracht (Abb. 9), dessen äußere Schalung teleskopartig zusammengeklappt und für das Vollprofil wieder gespannt werden konnte². Die Betonierungsgeschwindigkeit mit Hilfe dieses Wagens betrug für den 30 cm starken Innenring 8,3 m/Tag.

² Konstruktion: Stahlbau Boessner, Bad Aibling, Obb.

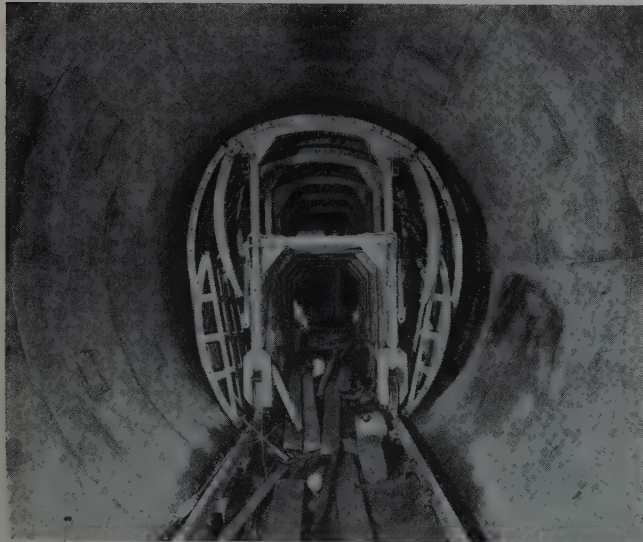


Abb. 9. Eiserner Schalwagen für die Betonierung des Südstollens, des Autobahnstollens und des Nordstollens, zusammengeklappt für die Verschiebung und Verwendung zur neuen Stollenlamelle.

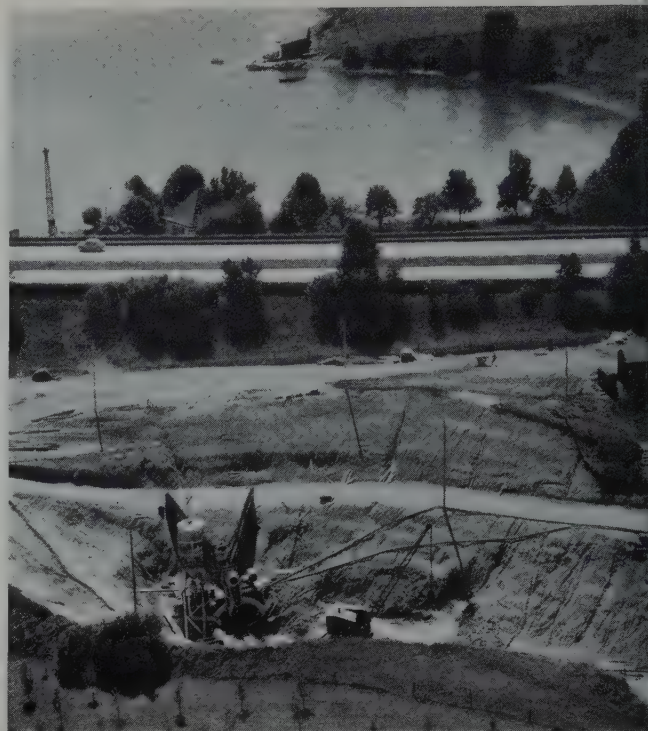


Abb. 10. Blick auf die offene Baugrube mit Eingang zum Autobahnstollen (Gegenstück zu 4). Oberhalb der Autobahn Seehamer See mit Apparat Haus für das alte Einlaufbauwerk, links daneben die Baustelle des neuen Einlaufbauwerkes.

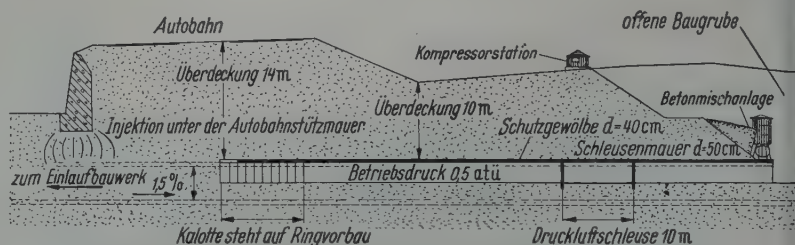


Abb. 11. Vortrieb des Autobahnstollens mit Hilfe von Druckluft. Links die Autobahnmauer mit der angedeuteten Bodenverfestigung.

Die äußere Schalungshaut ist derart einklappbar, daß sie ungehindert unter der zuvor versetzten Haut hindurch gefahren und anschließend an diese in der Vortriebsrichtung wieder eingepaßt werden kann. Die Besonderheit dieser Konstruktion liegt in ihrer großen Beweglichkeit. Da der Gerüstwagen in Profilform ausgebildet ist, kann der normale Lorentransport ungehindert vor sich gehen.

b) Autobahnstollen

Für den Vortrieb des Stollens unter der Bundesautobahn mußte ganz besonders vorsichtig vorgegangen werden. Bedingung war, daß kein Millimeter Setzung der Autobahn durch die Unterfahrung eintreten durfte. Der Vortrieb dieses Stollens erfolgte aus Sicherheitsgründen von der offenen Baugrube hinter der Autobahn (Abb. 10) in Richtung Seehamer See, zunächst nach derselben Bauweise wie beim Südstollen. Nach einem Kalottenausbruch in Länge von etwa 15 m trat jedoch Fließsand und eine solche Menge von Wasser auf, daß der weitere Vortrieb nur unter Anwendung von Druckluft ausgeführt werden konnte.

Abb. 11 zeigt die Ausbildung der Druckluftschleuse, deren Boden und Seitenwände betoniert wurden und deren obere Abdeckung das Schutzgewölbe selbst bildete. Mit einem Überdruck von 0,5 atü gelang es, das Wasser hinter dieser Druckluftschleuse aus dem Autobahnstollen herauszudrücken. Die Schleusenkommer diente wie ein horizontal liegender Caisson zur Durchschleusung der Mineure sowie des Aushubmaterials.

Der Kalottenvortrieb des Autobahnstollens erfolgte wie im Südstollen mit der Kunzschens Tunnelausrüstung;

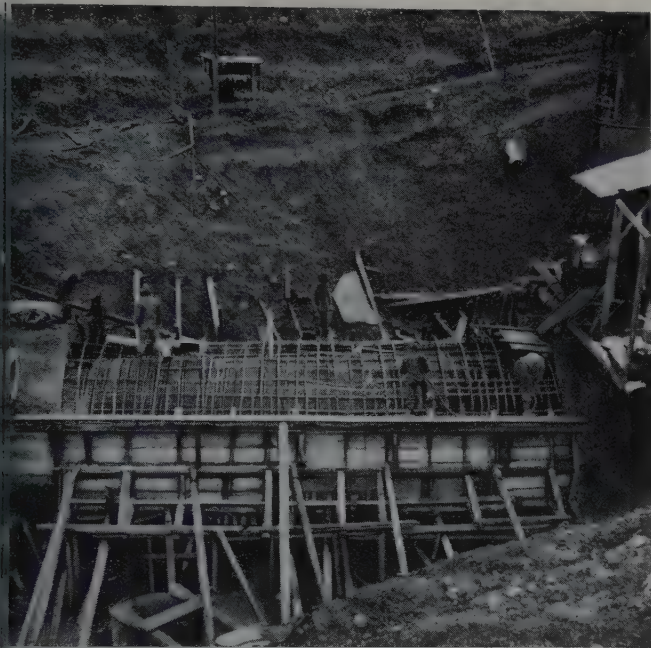


Abb. 12. Stahlbetonrohr zur Verbindung zwischen Autobahnstollen und Südstollen.

hier jedoch unter Anwendung einer äußeren Stahlschalung, um spätere Setzungen zu vermeiden. Es gelang, den Autobahnstollen in der verhältnismäßig kurzen Zeit von 94 Arbeitstagen trotz der aufgezeigten Schwierigkeiten anfallfrei bis zum Einlaufbauwerk vorzutreiben. Für die Betonierung des statisch tragenden Innenringes wurde auch hier die vorhin beschriebene fahrbare Stahlschalung angewandt.

Sowohl beim Autobahnstollen, als auch beim Südstollen wurden nach der Fertigstellung die Gewölbe durchbohrt und das Gebirge über den Stollengewölben mit Zement verpreßt, um ein sattes Anliegen des Gebirges für alle Zeiten zu gewährleisten.

Die Verbindung von Autobahnstollen mit Südstollen in der offenen Baugrube hinter der Autobahn (Abb. 10) erfolgte durch eine 80 cm starke Stahlbetonröhre; Abb. 12 zeigt die Herstellung dieses Verbindungsstückes.

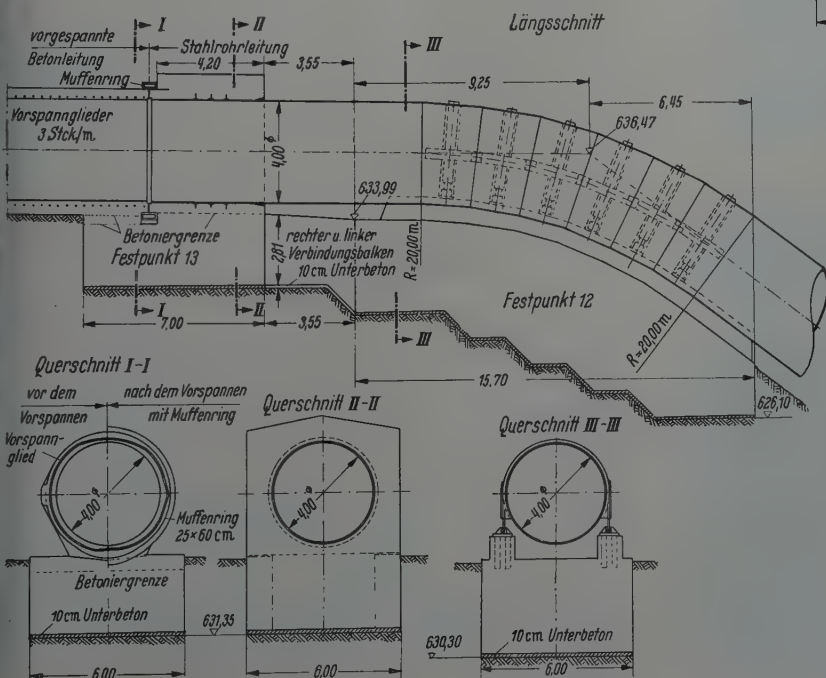


Abb. 13. Übergang der Betonrohrleitung zur Stahlrohrleitung über Festpunkt 13 im Leitzachtal.



Abb. 14. Offener Baugrubenausschnitt hinter dem Südstollenportal im Leitzachtal mit der Spannbetonrohrleitung nach dem B.B.R.V.-Verfahren.

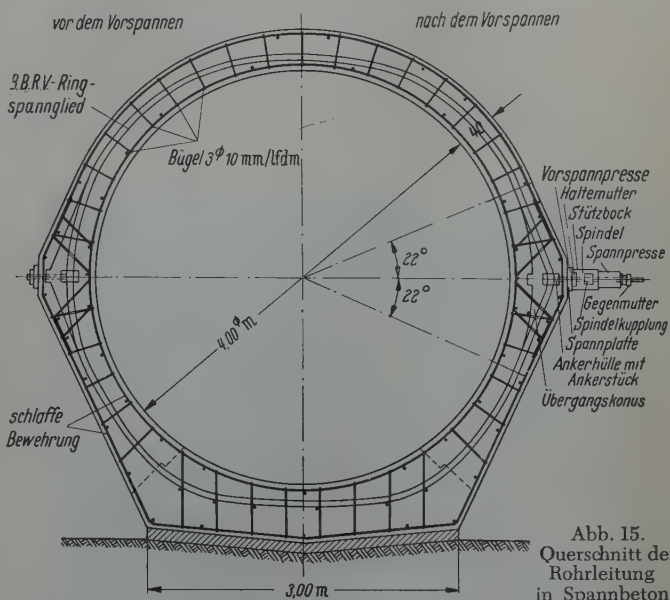


Abb. 15. Querschnitt der Rohrleitung in Spannbeton.

c) Verbindung des Südstollens mit der Stahlrohrdükerteitung im Leitzachtal durch ein Spannbetonrohr

In Richtung des Leitzachtales wurde der 1. Teil des Südstollens in offener Baugrube ausgeführt, der Knickpunkt von der Betonleitung zur Stahlrohrleitung ist als Festpunkt 12 und 13 bezeichnet. Auf dieser etwa 100 m langen Strecke wäre ein Stollenvortrieb wegen der geringen Überschüttungshöhe unwirtschaftlich gewesen. Laut Ausschreibung war das Verbindungsstück als eine Spannbetonrohrleitung nach dem Schweizer Vorspannverfahren Burgenmeier, Brandestini, Rös, Vogt (B.B.R.V.-Verfahren) auszuführen (Abb. 14). Eingebaut wurden drei Spannglieder pro laufendem Meter Rohr. Ein Ringspannglied besteht aus 18 Drähten ϕ 6 mm Stahl 150/170.

Die zulässige Spannkraft beträgt 93,5 kg/mm². Vorübergehend wurde zur Überwindung der Reibung um 10 % auf 105 kg/mm² überspannt. Auf den laufenden m Stollen konnte eine Vorspannkraft von 142,8 t eingebracht werden.

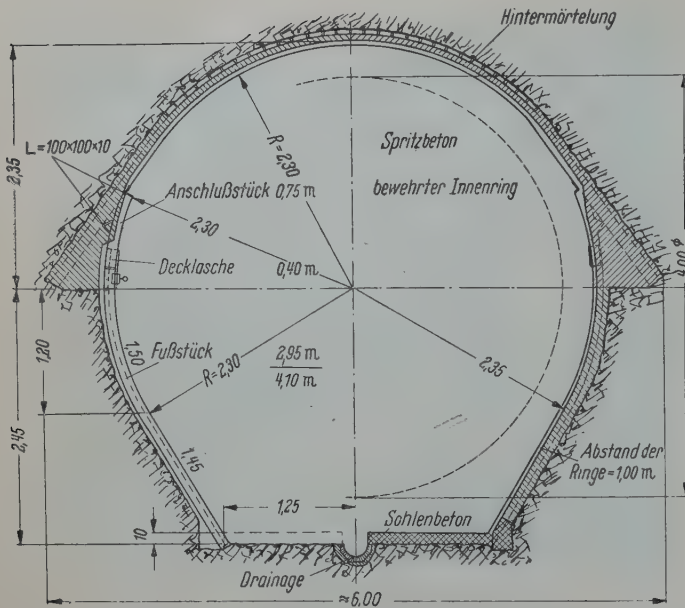


Abb. 16. Querschnitt des Nordstollens; links Baumaßnahmen für den Vollausschub, Absteifung mit Toussaint-Heinzmannbögen, rechts Stollenquerschnitt nach Fertigstellung des statisch tragenden Stahlbetoninnenringes.

Die Vorspanndrähte wurden in Hydra-Falz-Röhren mit einem Normal-Durchmesser von 46 mm verlegt. In den Kämpfern wurde das Rohr auf eine Länge von 1,8 m konusförmig auf 20 cm verbreitert, so daß ein zitronenförmiger

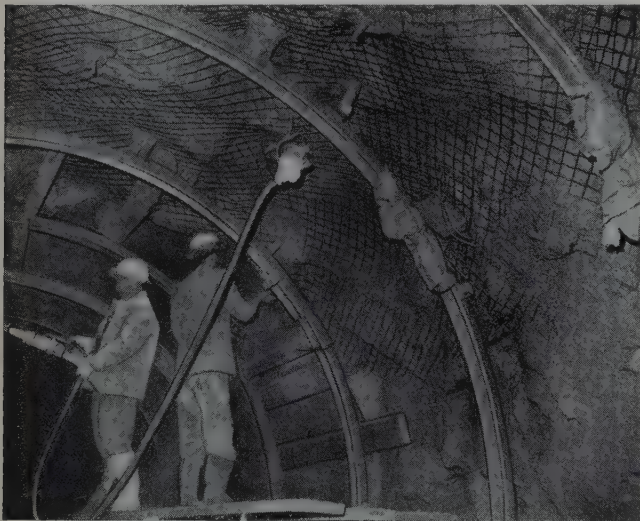


Abb. 17. Verspannung der Toussaint-Heinzmannbögen mit Maschen- und Torkretierung des Schutzgewölbes.



Abb. 18. Nordstollen, Stahlbewehrung des statisch tragenden Innenringes.

miger Querschnitt mit einem mittleren Radius von 2,2 m entstand (Abb. 15). Zur Einleitung der Vorspannkraft wurden die Spannglieder im Kämpfer gespreizt, um die erforderliche Längenänderung der Spannstähle von je 16 mm zu erreichen; der Spreizweg beträgt dabei 15 cm. Für das betoneigene Gewicht wurde das Rohr schlaff bewehrt, die Vorspannung konnte nach Entfernung der Schalung erfolgen³. Als Beton wurde B 450 eingebracht.

Abb. 14 zeigt im Hintergrund das Portal zum Südstollen im Leitzachtal. Davor ein fertiges Spannbeton-Rohrstück, den fahrbaren Schalwagen und ganz rechts die Spannglieder; dazwischen die schlaffe Bewehrung. Auf Abb. 15 ist links das Ringspannglied vor dem Einspannen, rechts (nach dem Vorspannen mit aufgebrachter Spannpresse) der äußere Teil der Rohrläche ersichtlich.

Beim Übergang des Spannbetonrohres zum statisch tragenden Innenring des Südstollens wurde auch noch eine Strecke von innen vorgespannt, um eine gleichmäßige Übergangswirkung zu erzielen; sie wurde nach Fertigstellung hinterfüllt. Den Abschluß bildete Festpunkt 13 als erster Knickpunkt zur Stahlrohrleitung.

d) Nordstollen

Hier bestand das Gebirge aus Jungmoräne, teilweise mit Nagelfluh und Lehm durchsetzt und nur schwach wasserführend, so daß aus Wirtschaftlichkeitsgründen eine andere Stollenvortriebsweise zur Anwendung kam. Im Gegensatz zum Süd- und Autobahnstollen konnte hier von vornherein der Vollausschub in motorisiertem Betrieb mit Hilfe vom Toussaint-Heinzmann-Ringen erfolgen. Zunächst wurden im Abstand von 80 cm bis 1,2 m die Profilstahlringe mit seitlich angeschweißten Stützen zur besseren Auflagerung und Abstützung in halber Höhe des Tunnelprofils (s. Abb. 16) eingebracht, die Stahlringe mit einem Maschen- und Draht verbunden und das freigelegte Stollengewölbe dann durch eine 15–20 cm starke torkretierte Betonhaut gegen den Gebirgsdruck gesichert (Abb. 17). Auf diese Weise konnte der Stollen in seiner ganzen Länge zunächst einmal provisorisch für die Herstellung des statisch tragenden Innenringes gesichert werden. Da der Nordstollen zur Durchführung der Dükerwirkung wesentlich tiefer liegt als der Südstollen (Abb. 1), mußte der im Durchschnitt 35 cm starke Stahlbetonring bis zu einem Innendruck von rund 4 atü bemessen werden. Dadurch ergab sich naturgemäß eine verhältnismäßig starke Zugbewehrung (Abb. 18). Gemäß statischer Berechnung wurden an der Innen- und Außenseite des statisch tragenden Innenringes je 7 Stahlringe ϕ 22 mm verlegt, nach Fertigstellung der Verlegearbeiten wurde dann ein Stück der Sohle betoniert (Abb. 18). Die Betonierung des übrigen Teiles des statisch tragenden Innenringes erfolgte mit demselben Schalwagen, der schon beim Südstollen beschrieben wurde. Bemerkenswert für die Durchführung der gesamten Stollenbauarbeiten an diesem Teil des Leitzachwerkes war, daß der Stollenmund an einem Steilhang lag und eine Baustelleneinrichtung hier nicht möglich war, sie mußte im Tal erfolgen. Die Verbindung zum Stollen wurde durch eine Drahtseilbahn hergestellt.

Die durchschnittliche Vortriebsleistung für den Vollausschub betrug 2 lfdm je Tag oder rund 49,2 m³. Die Betonierleistung dagegen mit Hilfe des Schalwagens 5,32 lfdm/Tag. Der 328 m lange Stollen wurde in 71 Arbeitstagen fertiggestellt.

Als Betongüte für den statisch wirksamen Innenring sämtlicher Stollen wurde B 350 verlangt. (270 kg Eisen-Portlandzement auf 1 m³ Beton.) Die Betonfestigkeit betrug nach 28 Tagen im Durchschnitt 365 kg/cm². Als Rundstahlbewehrung wurde Stahl III „Queristahl“ eingelegt.

Die Güteprüfungen wurden an Druckwürfeln und bei den fertigbetonierten Stollen mit Hilfe der Kugelschlag-

³ Bauausführung als Subunternehmer: Süddeutsche Spannbeton G.m.b.H. „Suspa“.

obe durchgeführt. Sie ergaben an allen Stellen des Stollens höhere Druckfestigkeitswerte des Betons als statisch erforderlich war. Während beim Südstollen die Spannbetonrohrleitung über Festpunkt 13 in die Stahlrohrleitung übergeht, wird beim Nordstollen die Stahlrohrleitung direkt in den Stollenmund eingeführt. Um eine gute Verankerung hierbei zu ermöglichen, wurde der Nordstollenmund weitert (Abb. 19). Das Losende für die genannte Arbeitsgemeinschaft bildet die Fuge Nordstollen—Wasserschloß⁴.

4. Wasserschloß

Das Wasserschloß mit Drosselklappenhaus (Abb. 20 u. 21) ist ebenfalls eine der interessantesten Ingenieurbauarbeiten im Bereiche der neuen Wasserkraftanlage. Das Fundament wurde durch einen massiven Betonblock aus Lagerbeton und bewehrtem Beton 300 für die Durchdringung des Zulaufstollens ausgeführt (Abb. 21—23). Darüber wurde ein Ringbehälter aus Spannbeton mit 26,5 m Höhe, Innendurchmesser 20 m, Wanddicke 35 cm und einer Füllhöhe von 26 m errichtet. An der Rückseite des Wasserschlosses ist außen und innen je eine Wendeltreppe aus Stahl angeordnet. Als oberer Abschluß wurde ein Laufsteg aus Stahlbeton von 2 m Breite ausgebildet. Der kreisrunde Behälter hat 4 Rippen zur Verankerung der Spannglieder. Er ist aus statischen Gründen nicht fest mit dem Fundament verbunden, sondern durch eine Fuge von diesem getrennt. Aus diesem Grunde ist für die bessere Auflagerung der untere Teil des Behälters und zur besseren Abdichtung von 35 auf 50 cm verstärkt. Für die Auflagerung des Spannbetonbehälters wurden 96 Stück Neoprene-Lager mit 10 t zulässigem Auflagerdruck, in den Abmessungen b/l/h = 150/200/42 mm, eingebaut. Zwischen den Lagern wurde Eozolith als elastische Zwischenschicht vorgesehen. Vier Dolben in Langlöchern um 90° versetzt dienten als Wanderschutz. Die Abdichtung nach außen erfolgte mittels Plastosynband, das auf 40 atü Druck geprüft war. An Stelle einer Fugenvergüßmasse wurde auf der Innenseite der Fuge zum Schutz des Plastosynbandes eine zusätzliche Neoprene-Dichtung eingelegt.

Für das Fundament war infolge schlechter Bodenbeschaffenheit ein Aushub von rund 32 000 m³ erforderlich (Abb. 20). Die Magerbetonmasse betrug 1900 m³, während der mit Schlaffstahl II a bewehrte Stahlbeton um die Zulaufe herum (B 300) 2300 m³ erforderte (Abb. 22 u. 23). Für die Behälterwand war ein B 450 (PZ 275 Rohrdorfer

⁴ Die Ausführung des Wasserschlosses einschließlich Gründungsarbeiten für die anschließende Druckrohrleitung, das unterirdische Krafthaus neben dem alten Krafthaus, anschließend ein vollkommen neues Unterbecken, Brücken- und Wegebauten, Bachverlegungen und Reparaturarbeiten an den Anlagen des alten Werkes waren die Tiefbauarbeiten, welche an die Arge Held & Francke, Siemens-Bauunion, Heilmann & Littmann, unter Federführung der Fa. Held & Francke, BauAG., vergeben worden waren.

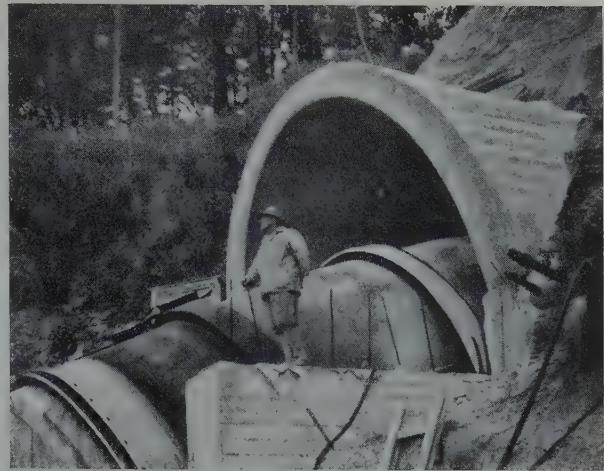


Abb. 19. Nordstollen, Stahlbetonschale des Stollenmundes als Schutz über der Einführung der Stahlrohrdüklerleitung in den Stollen.

und 0,4 % Caltex als Betonverflüssiger) vorgesehen. 38 t Spannstahl und ca. 26,3 t Schlaffstahl II a waren statisch für die Bewehrung des Ringbehälters erforderlich (Abb. 21)⁵. Die Spannglieder bestanden aus 7 ϕ 10 mm St 140/160 kaltgezogen. Als Umhüllungsrohre dienten geriffelte spiral gefaltete Blechrohre ϕ 30,5 mm. Es wurden 256 Spannglieder im Halbkreis angeordnet und beiderseitig angespannt, sie waren um 180° versetzt. Der Spanngliederabstand betrug infolge abnehmenden Wasserdruckes von unten nach oben 8,5 cm am Fuß und 50 cm am Kopf des Behälters.

Die Gesamthöhe des Wasserschlosses von Unterkante Fundament bis Laufsteg betrug 41,5 m. Die Höhe der Behälterwand ergab sich aus den Spiegelschwankungen im Wasserschloß, für die allein 10,3 m berücksichtigt werden mußten.

Die Bemessung der Vorspannkraft war so, daß nach Schwinden und Kriechen bei max. Füllung überall 10 kg/cm² restliche Betondruckspannung vorhanden ist. Es ergab sich eine Vorspannkraft unten von 362 t/m Höhe und oben von 38,5 t/m Höhe. Die maximale Druckspannung nach dem Spannen ohne Füllung betrug 105 kg/cm². Die Verteilung der Vorspannkraft erfolgte, dem Wasserdruck entsprechend, dreieckförmig. Wegen der beweglichen Fugenausbildung war keine Vertikalvorspannung erforderlich. Bei der gelenkigen Lagerung liegen die Zugspannungen noch über der zulässigen Grenze. Bei einer Fuß einspannung wäre ein Zug von etwa 50 kg/cm² in vertikaler Richtung aufgetreten, der durch Anordnung der Fuge vermieden wurde.

⁵ Die Vorspannung erfolgte nach dem Spannverfahren Held & Francke, deren Sonderentwurf hier zur Ausführung kam.

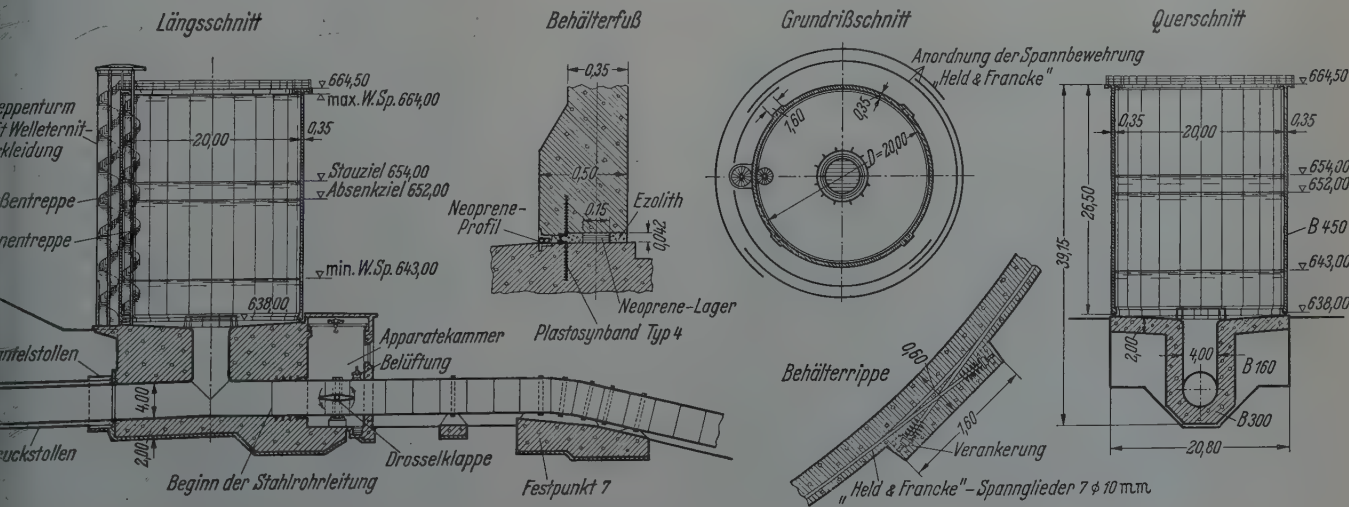


Abb. 20. Konstruktionszeichnung des Wasserschlosses.

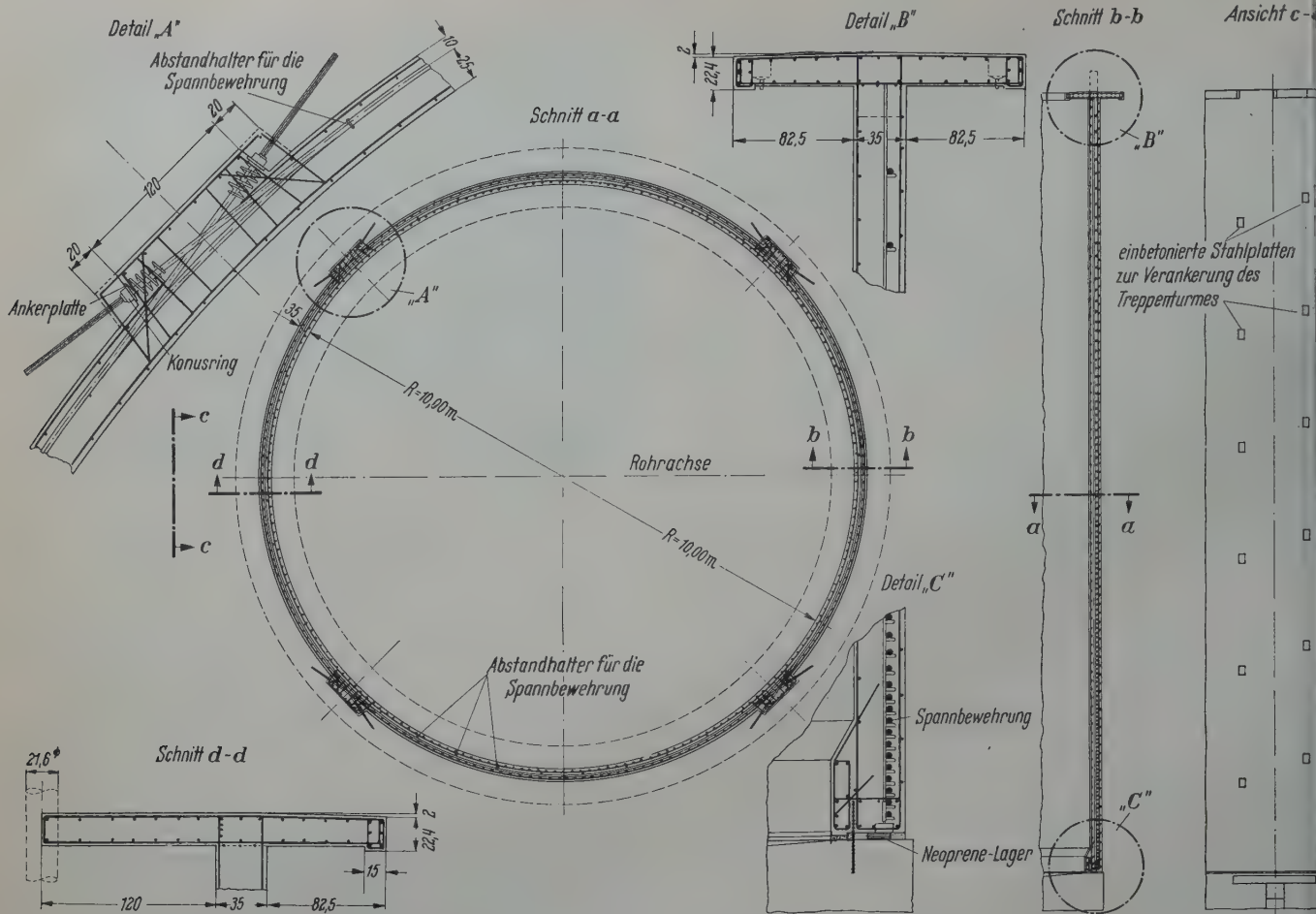


Abb. 21. Bewehrungsplan des Spannbetonbehälters mit Einzelheiten.

Das Besondere an dem Spannbeton-Wasserbehälter ist seine in Europa bis jetzt noch nicht vorgekommene Größe und die Kürze der Betonierungszeit. Er wurde bei Tag- und Nachtschicht in einer Rekordzeit von nur 5 Tagen einwandfrei hergestellt. Das war nur möglich durch eine äußerste Rationalisierung der Arbeit und mit Hilfe der Siemcrete-Gleitschalung (Siemens-Bauunion). Sie bestand aus einer doppelten Arbeitsbühne, die der gesamten Konstruktion eine hohe räumliche Steifigkeit verlieh und eine sehr genaue Formtreue der Verschalung gewährleistete (Abb. 24). Außerdem konnte sich der gesamte Gleitbaubetrieb auf dieser Bühne reibungslos abwickeln. Auf dem oberen Teil wurde der Beton verfahren, die Rundstäbe für die schlaffe Bewehrung und sonstige Materialien bereitgelegt. Auf der unteren Bühne erfolgten die übrigen Arbeitsgänge, wie Betoneinbringen, Rütteln und Spann-

kabel einziehen. Letztere liefen zur schnelleren Abwicklung um den Behälter herum über hochziehbare Stahlrollen (Abb. 25). Das Hochziehen der Schalungen erfolgte mit Hilfe einer hydraulisch, zentral bedienten Hubvorrichtung und war weitgehendst mechanisiert.

Die gesamte Konstruktion stützte sich nicht auf dünne Stahlstangen ab, die leicht ausknicken oder durch Einbetonieren verlorengehen, sondern auf Stahlprofile, die in gewissen Höhenabständen nachgezogen und zum Schluß wiedergewonnen werden konnten. Dies ermöglichte einen

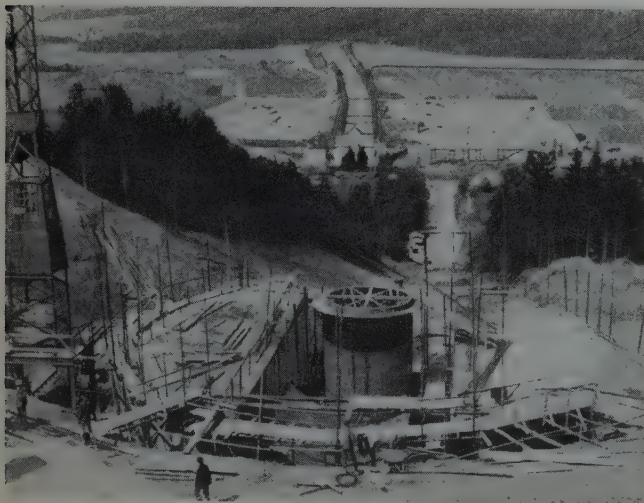


Abb. 22 (links). Fundament des Wasserschlosses mit Schalung für den Zulauf des Wassers in den Spannbetonringbehälter.

Abb. 23 (rechts). Verankerung der Stahlrohr-Druckleitung in das Fundament des Wasserschlosses.





A black and white photograph showing a construction worker in a cage-like structure, likely a rebar cage, with a large vertical rebar visible in the foreground. The worker is looking towards the camera. The structure is made of metal bars and has a ladder-like appearance. The background is dark and indistinct.

A black and white photograph of a tall, cylindrical concrete water tower. The tower has a flat roof with a metal walkway around the perimeter. The base of the tower is a square structure with several windows and a door. The tower is situated on a hillside, and there are some pipes and a small structure in the foreground. The image is grainy and has a high-contrast, almost solarized appearance.

esonders raschen Gleitfortschritt ohne Gefahr einer seitlichen Ausknickung. Der Gleitvorgang betrug je Stunde durchschnittlich 20—25 cm, je Arbeitstag 5—6 m.

5. Krafthaus

Das Krafthaus am Ende der Druckrohrleitung (Abb. 27) fällt ebenfalls aus dem Rahmen der normalen Krafthaus-

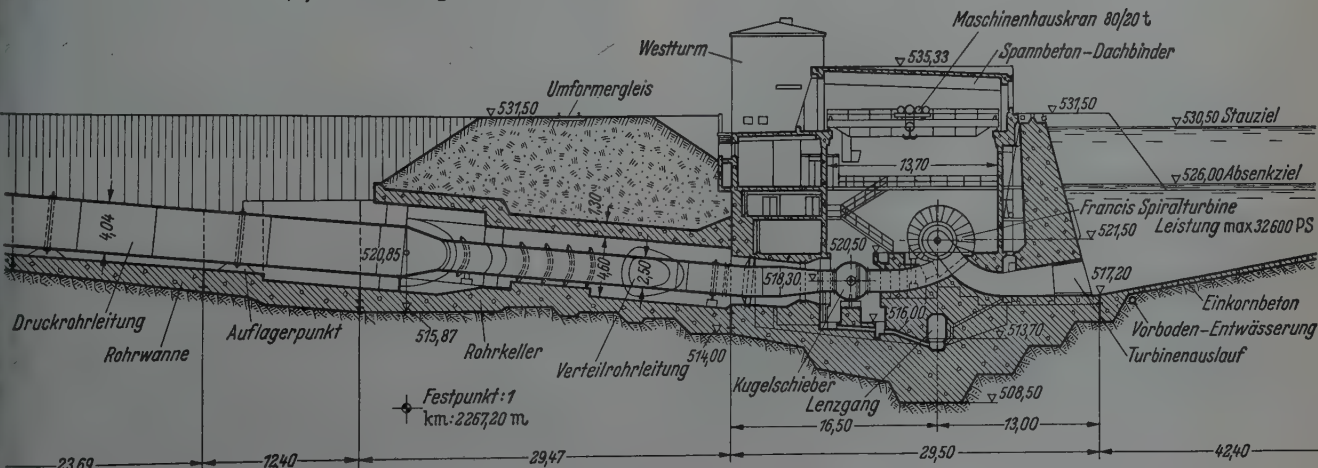


Abb. 27. Krafthaus. Längsschnitt mit Druckrohrleitung und Turbinenauslauf (Konstruktionszeichnung).

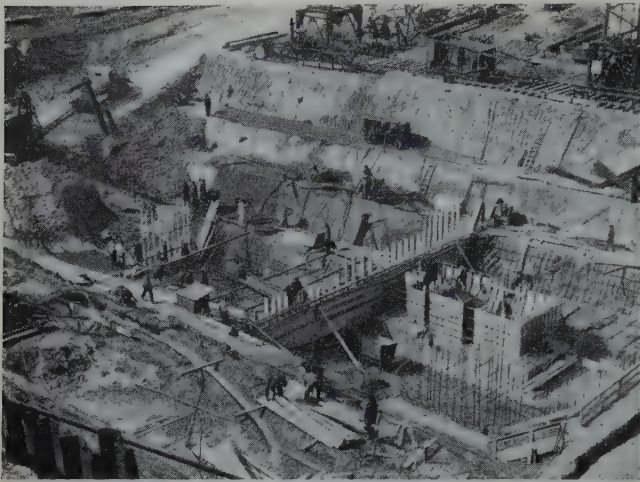


Abb. 28. Baugrube des Krafthauses (Mai 1959).

bauten. Im Grundriß gesehen wurde es senkrecht zum alten Werk angeordnet und mit diesem durch einen Kabelverbindungsgang zusammengefaßt, damit beide Werke später von einer zentralen Kommandostelle aus reguliert werden können. Zwei Maschinensätze (Francis-Spiralturbine-Generator-Pumpe) mit gemeinsamer Welle in liegender Anordnung von je 20 000 kW Leistung; 2 Kugelschieber und 2 Ringschieber als Abschlußorgane bilden im wesentlichen die hauptsächliche Maschinenausrüstung.

Das Besondere bei diesem Krafthaus ist, daß es bis 23 m unter Gelände-Oberkante gegründet ist, mit seiner Vorderseite vollkommen und mit dem übrigen Teil fast 16 m im Grundwasser steht und daß trotz dieser Wasserlage keine besondere Isolierung der Bodenfläche vorgesehen war. Der Beton der Krafthaussohlenplatte war durch seine besondere Verarbeitung so dicht, daß kein Wasser in das Krafthausinnere gelangen kann. Die Tiefenlage des Krafthauses wurde neben architektonischen Gründen auch dadurch bestimmt, daß für die Speicherpumpen zur Vermeidung von Kavitationserscheinungen eine bestimmte Mindestzulaufhöhe erforderlich ist und dadurch die Höhenlage der Maschinenwelle durch den tiefsten Unterwasserstand bestimmt wurde.

Über Terrain sind vom Krafthaus lediglich ein Flachdach und ein Fensterwandband zu sehen, welches zur na-



Abb. 29. Krafthausfundamentplatte mit Einlauf für Turbine 2 und Auslauf für Pumpe 2. Im Vordergrund Aushub des Stahlbetonkellers für die Verteilrohrleitung.

türlichen Belichtung des Maschinenhauses dient. Die Unterwasserseite des Krafthauses wurde als Stahlbeton-Spermauer ausgebildet, da unmittelbar an das Krafthaus ein zweites neues Speicherbecken gebaut werden mußte. Abb. 28 zeigt die Krafthausbaugrube einen Monat nach der Grundsteinlegung im Mai 1959, Abb. 29 den Zustand der Krafthausfundamentplatte Ende August 1959.

Die Stärke der Krafthausfundamentplatte ergab sich aus Eigengewicht, dem Auftrieb und dem Wasserdruck von der Vorderseite, daher der stark verzahnte Querschnitt (Sicherheit gegen Verschieben).

Der Teil hinter dem Krafthaus, welcher für die Auflagerung der Druckrohrleitung bestimmt ist, lag ebenfalls noch zum größten Teil im Grundwasser. Um hier bei der Gründung an Aushub und Betonmassen zu sparen, wurde die gesamte Verteilrohrleitung in einen Stahlbetonrohrr Keller gelegt und der Auftrieb durch eine über den Keller angeordnete Erdschüttung kompensiert. Abb. 30 zeigt den Bauzustand im Juli 1960 von der Unterwasserseite mit den Turbinenausläufen und Pumpeneinläufen.

Für das Dach wurden 8 Binder mit einer Spannweite von 14,3 m im Abstand von 5 m nach dem Vorspannfahren von Held & Francke, einseitig vorgespannt, (Verankerung von der anderen Seite mit Stahlschrauben) hergestellt. Über die Spannbetonbinder wurden in Fertigbauweise 14 cm starke vorgespannte Leichtbetonplatten (Schäferplatten L = 5 m) angeordnet. Auf Grund einer Wärmedurchgangsberechnung wurde als Dacheindeckung ein Bitumenanstrich als Dampfsperre mit 3 cm Styropor-Isolierung als Wärmedämmschicht aufgebracht. Darüber befand sich ein Luftraum von 5 cm, darüber Holzschalung mit Kupferblechabdeckung. An der östlichen Giebelseite ist in der Flachdachkonstruktion ein verschiebbares Füllstück vorgesehen, damit im herausgezogenen Zustand der Einbau der Maschinenteile mittels des äußeren Bockkrans erfolgen kann. Mit dem beim Krafthaus zu verwendenden wasserundurchlässigen Beton B 300 wurden von der Arbeitsgemeinschaft umfangreiche Versuche angestellt. Als zweckmäßigste Zusammensetzung ergab sich BZ Kiefersfelden 225 mit 0,3 % Plastocrete OC (LPV). Der Bindemittelgehalt betrug 300 kg je cbm Beton. Die Wasserdurchlässigkeit wurde gemäß DIN 1056 durchgeführt. Bei der genannten Betonzusammensetzung wurde ein auffallend gutes Ergebnis erzielt. Trotz der wiederum unwahrscheinlich kurzen Bauzeit



Abb. 30. Unterwasserstauwand mit Turbinen und Pumpenöffnungen sowie Krafthausvorboden mit seitlichem Dammschluß.

von nur 10 Monaten für den gesamten Krafthaus-Tiefbau haben sich bei großen Hochwässern und Steigen des Grundwasserstandes keine Undichtigkeiten gezeigt.

Für die Turbinenausläufe und Pumpenansaugrohre waren im Krafthaus-Tiefbau eiserne Schalungen eingebaut worden. Der Beton um die Saugschlauchpanzerung herum mußte gegen Wasserdurchlässigkeit ganz besonders sorgfältig ausgebildet werden. Aus diesem Grunde wurde für die Auspressung der Hohlräume hinter der Saugschlauch-

unzerung der Zementmilch Intraplast Z, welches eine quellende Wirkung hat, beigegeben.

Da das Krafthaus, wie schon erwähnt, fast völlig im Grundwasser liegt, wurden drei Entwässerungssysteme vorgesehen:

1. Eine Grundwasserdrainage mit vielen Abzweigungen und einem Wassersammelschacht, um a) die Baugruben trocken zu halten, b) das Krafthaus nach Fertigstellung von dem dann ansteigenden Grundwasser ebenfalls freizuhalten.

2. Außerdem wurde eine Vorbodendrainage unter dem Betonboden des Krafthausauslaufes angebracht, der durch eine allseitige Spundwandumschließung bis in den wasserundurchlässigen Boden für sich abgeschlossen war, um bei Undichtigkeiten des Betons ebenfalls entwässern zu können.

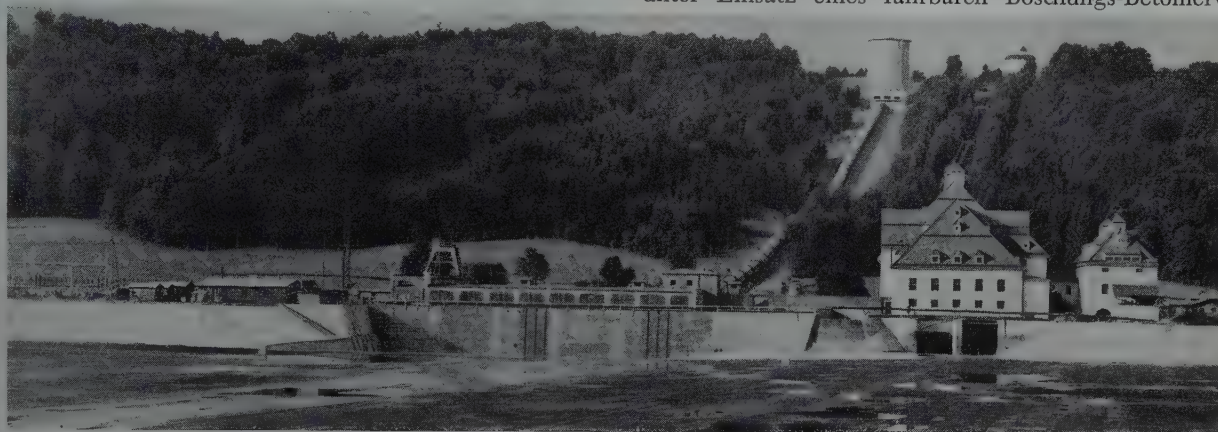


Abb. 31. Blick vom Unterbecken kurz nach Fertigstellung auf neues und altes Krafthaus, Druckrohrleitung und Wasserschloß (Bauzustand Juli 1960).

3. Die Entwässerung des Krafthauses selbst, sowie des Rohrkillers (in dem die Verteilrohrleitung montiert ist), um das Tagwasser, das sich hier in dieser Betonwanne ansammeln kann, abpumpen zu können. Die Krafthausentwässerung mündet in den Lenzkanal, welcher in der Grundplatte angeordnet ist (s. Abb. 27).

Die als Stauwand ausgebildete Vorderseite des Krafthauses ist mit einem zweimaligen Anstrich von „Krautolin 452“ farblos gedichtet worden (Abb. 30). Abb. 31 vermittelt den Eindruck kurz nach Fertigstellung des Krafthauses von der Unterwasserseite her.

6. Erd- und Dichtungsarbeiten

Zur Speicherung einer maximalen Wassermenge von 1,3 Mio m³, die dem Seehamer See täglich zufließen, ist für das alte und neue Werk zusammen ein Ausgleichsraum von 1,3 Mio m³ erforderlich. Da das alte Speicherbecken ca. 800 000 m³ faßt, mußte ein zusätzlich neues Unterbecken mit rund 500 000 m³ Nutzinhalt gebaut werden. Das neue Speicherbecken wurde mit Rücksicht auf den fallweise vorgesehenen Pumpbetrieb unmittelbar hinter den Krafthäusern im Bereich des alten Unterkanals angelegt.

Da das alte Ausgleichsbecken mit dem alten Krafthaus durch den 1 km langen Unterkanal verbunden ist und Schwierigkeiten bei dem Grunderwerb mit der örtlichen Gemeinde eingetreten waren, mußte der Bau des neuen Unterbeckens in zwei Abschnitten erfolgen. Im ersten Bauabschnitt wurde das Becken östlich und westlich neben dem alten Werkkanal ausgeführt, damit das alte Werk auch während der Bauzeit der neuen Wasserkraftanlage in Betrieb bleiben konnte. Im zweiten Bauabschnitt mußte das alte Werk jedoch vorübergehend stillgelegt werden. In der kurzen Zeit von nur 5 Wochen wurden die beiden alten Erddämme im Bereich des neuen Beckens abgebrochen, die dazwischenliegenden Brücken gesprengt, die Sohle des Beckens vervollständigt und die Dichtungen hergestellt. Parallel mit diesen Arbeiten erfolgten die Reparaturarbeiten

in den Saugschläuchen des alten Werkes. Ferner wurde der Mitteldamm zwischen altem Kanal und altem Ausgleichsbecken abgebrochen. Die Erdarbeiten in diesem Bauabschnitt beliefen sich auf ca. 700 000 m³ Baggerarbeiten und 45 000 m² Dichtungsarbeiten (Abb. 22).

Besondere Überlegungen erforderte die Abdichtung des größtenteils im Geländeeinschnitt liegenden neuen Speicherbeckens. Das Stauziel liegt 6 m, das Absenkziel 1,5 m über der neuen Beckensohle.

Um in den Wintermonaten bei Eisschollenbildung und deren Abbröckeln in das Becken vor Beschädigungen sicher zu sein, wurden die Beckenseitenwände mit 20 cm starken Betonplatten abgedichtet. Die Ausführung erfolgte in 3 m breiten Lamellen, auf vorbereiteter gewalzter Kiesunterlage durch Einrütteln des Betons mit 7 Innenrüttlern und unter Einsatz eines fahrbaren Böschungs-Betonierwagens

für die verschiedenen Arbeitsgänge⁶. Durch Rütteln der gesamten Böschungsfläche wird diese automatisch geglättet und abgezogen. Die Fugenflächen werden vor dem Anbetonieren mit „Inertol“ gestrichen und die ausgesparte Fuge selbst mit Fugenvergüßmasse „Paltol“ vergossen. Die Oberfläche wurde mit „Antisol“ gestrichen und damit eine besonders dichte, gleichmäßige und gegen Witterungseinflüsse unempfindliche Betonhaut geschaffen (Abb. 32).

Da der Grundwasserspiegel 6 m unter der Beckensohle liegt, die aus einer wasserundurchlässigen Schotterschicht besteht, wurde gegen Sickerwasserverluste eine horizontale Asphaltbetonschicht von 4 cm für die Sohlendichtung als wirtschaftlichste Lösung vorgesehen⁷.

⁶ Patentiertes Böschungs-Betonierverfahren der Fa. Heilmann & Littmann Bau AG.

⁷ Die Zusammensetzung war von der Strabag BauAG. unter Mitwirkung von Herrn Dr.-Ing. Breth als Gutachter der Arbeitsgemeinschaft nach vorangegangenen Versuchen entwickelt worden.



Abb. 32. Herstellung des Böschungsbetons nach Spezialverfahren der Heilmann & Littmann BauAG. in 3 m breiten Lamellen.

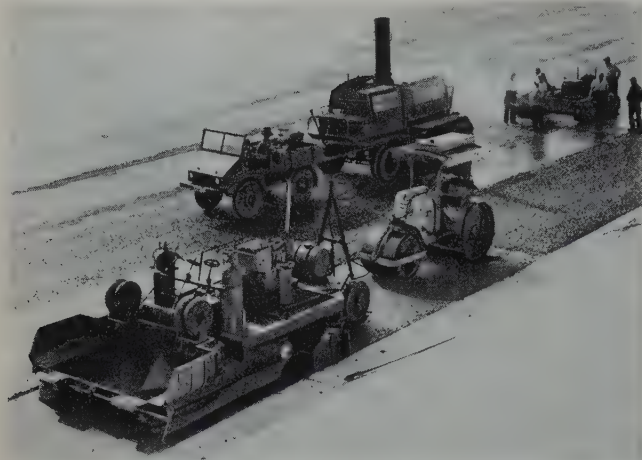


Abb. 33. Herstellen der Sohledichtung mit Asphaltbeton des neuen Unterbeckens durch die Strabag BauAG.

Auf die profilgemäß planierte und verdichtete Sohle wurde als „Ausgleichsbinder“ ein 1,5 cm dicker Belag aus Heißbitumen-Kiessand mit Verteiler eingebaut und durch Walzen verdichtet. Hierauf wurde asphaltierter Grobkies in 2,5 cm Dicke aufgebracht und leicht verdichtet (Abb. 33). Der Anschluß der Sohledichtung an den Böschungsfuß der schrägen Böschungsdichtung aus Beton war besonders gut durchdacht und durch eine Steinpacklage gesichert worden.

Das zwischen altem und neuem Speicherbecken verbleibende Reststück des alten Werkkanals, im Einschnitt liegend, welches durch höheren Stau und größerer Fließ-



Abb. 34. Aufbringen einer Asphaltbetonschicht auf vorbereiteter Unterlage auf Böschungen und Sohle des alten Unterkanals.

geschwindigkeit mehr als früher beansprucht wird, wurde mit einer Asphaltabdichtung (Abb. 34), ähnlich der beschriebenen Sohledichtung im Becken, im ganzen Profil neu gesichert. Abb. 35 gibt einen Überblick über die fertig ausgeführten Erd- und Dichtungsarbeiten für Becken und restlichen Unterkanal mit den Brückenanlagen vom Wasserschloß aus gesehen.

7. Gründungsarbeiten für die Stahlrohrleitungen

Für die Stahlrohrdüklerleitung im Leitzachtal zwischen Süd- und Nordstollen (s. Abb. 1) sowie für die Druckrohrleitung im Mangfalltal waren erhebliche Gründungsarbeiten durchzuführen. Im Leitzachtal gestalteten sich diese Gründungsarbeiten für die Festpunkte und Zwischenstützpunkte besonders schwierig, weil hier Steilhänge bis zu 45° und darüber vorhanden waren.

Die Stahlbetonfestpunkte und Zwischenstützpunkte wurden als Blockfundamente auf festgelagertem Kies bzw. Nagelfluh gegründet (Abb. 36 u. 37). Das Abtragen der Erdmassen erfolgte durch eine Planierdraupe, die an einem Drahtseil hing und mittels Spill sich selbst den Steilhang hinaufziehen und herunterlassen konnte. Die senkrechten rückwärtigen Wände der Baugruben (Abb. 37) wurden ebenfalls mit der am Stahlseil hängenden Planierdraupe ausgehoben. Das Einfüllen der Baugruben mit Beton erfolgte von den oberen Berghängen her mittels Pumbeton (Abb. 37 oben).

Im Mangfalltal waren die Hänge nicht ganz so steil wie im Leitzachtal. Jedoch trat hier eine andere Erschwernis auf; sie bestand darin, daß auf dem größten Teil der Trasse wandernder Schlamm Boden angetroffen wurde, der nur mit einem großen Arbeitsaufwand entfernt werden konnte, wodurch sich die Gründungsarbeiten hier sehr schwierig gestalteten.

Aus Abb. 31 kann man die fertiggestellte Trasse mit den einzelnen Stütz- und Festpunkten für die Druckrohrleitung bis zum Wasserschloß ersehen.

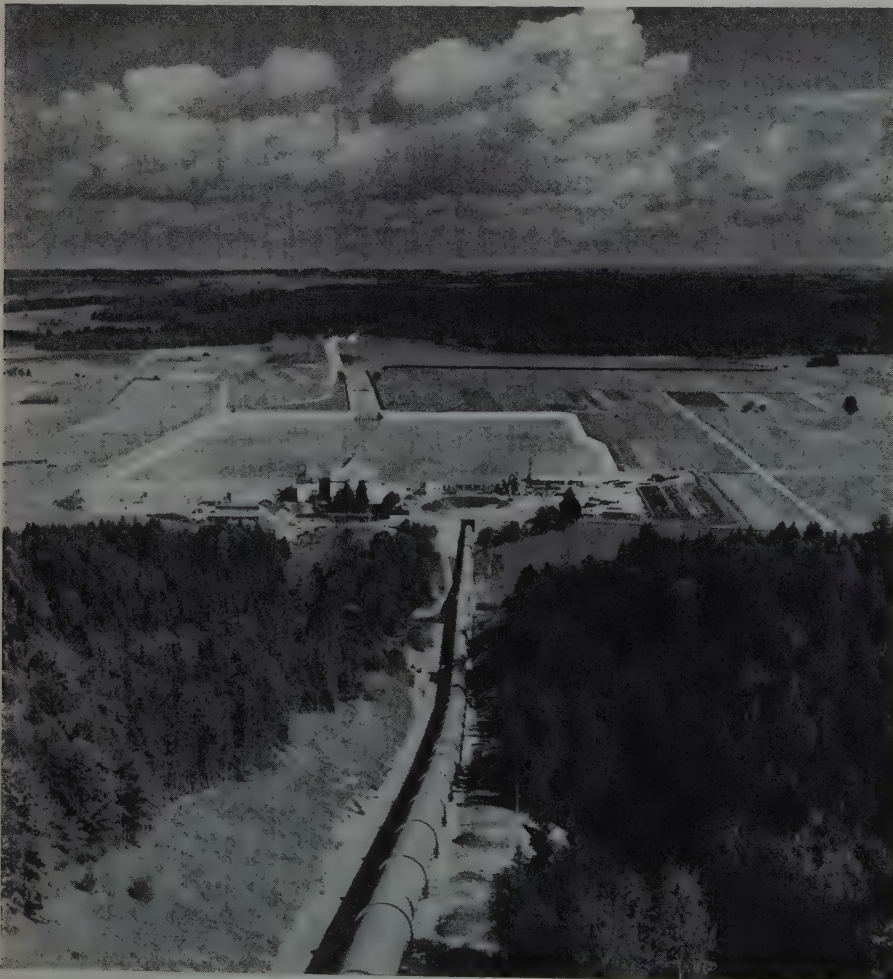


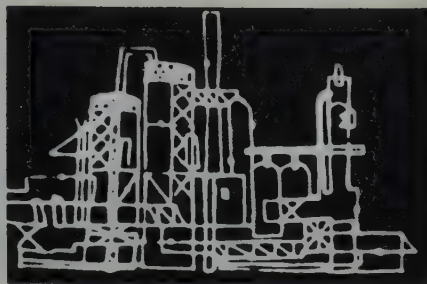
Abb. 35. Blick vom Wasserschloß auf altes und neues Werk mit den beiden unteren Speicherbecken und den verbleibenden Unterkanal. Im alten hinteren Speicherbecken ist der Damm des alten Kanals entfernt und der Boden mit eingewalztem Lösch gedichtet worden (vgl. Abb. 22).

sparen Sie Unterhaltskosten,
vermindern Sie Ausfälle,
erhöhen Sie den Gewinn —
mit den beiden Synthesekautschuken

Du Pont

Neoprene

Hypalon®



Is vielen Menschen vor 27 Jahren unmöglich erschien, ist
rkllichkeit geworden: Du Pont hat einen synthetischen
Kautschuk entwickelt, der den damals allgemein gebrauchten
Naturgummi in vielen Eigenschaften weit übertrifft!

Es Erzeugnis — Du Pont Neoprene — hat seinen Wert in
den Industriezweigen erwiesen. Es hat geholfen, Unter-
haltskosten zu sparen, Ausfälle zu verhindern und die Be-
triebsgewinne zu erhöhen. Neoprene widersteht Angriffen
von Ozon und Chemikalien, es ist beständig gegen Tempe-
raturextreme und Abrieb. Es wird weder durch Sonnen-
licht noch Öle oder Fette rissig oder weich. Außerdem unter-
liegt es keine Verbrennung.

Esse Vorzüge gaben zu den verschiedensten Verwendun-
gen in der Praxis Anlaß. Dazu gehören Treibriemen und
Gürtelbänder, Schlauch- und Rohrüberzüge, Draht- und
Schwermantel, Dichtungen und Tankauskleidungen. Ihre

Lebensdauer beweist, daß Du Pont Neoprene ein idealer
Gummi für alle Zwecke ist.

Hypalon® wurde von Du Pont in den frühen fünfziger Jahren
eingeführt. Es ist ein Spezialgummi mit allen Vorzügen des
Neoprene und zusätzlich besonderer Widerstandsfähigkeit
gegen Hitze, Witterungseinflüsse, Abrieb und stark oxydie-
rende Chemikalien. Außerdem ist Hypalon völlig ozonfest.
Was Sie auch für einen Gummi brauchen — ziehen Sie eins
der überragenden Erzeugnisse von Du Pont, Neoprene,
Hypalon oder eine der anderen Spezialgummiarten, in Be-
tracht. Sie werden die Lebensdauer Ihrer Erzeugnisse be-
trächtlich verlängern. Senden Sie bitte den untenstehenden
Abschnitt ein und setzen Sie sich mit dem Du Pont-Vertreter

NORDMANN, RASSMANN & CO.

Hamburg 11, Kajen 2

in Verbindung.

* Warenzeichen für eine der synthetischen
Kautschukarten von Du Pont.



REG. U.S. PAT. OFF.
gegr. 1802

Bessere Dinge für ein besseres Leben
... dank der Chemie

NORDMANN, RASSMANN & CO.

Werbeabteilung

Hamburg 11, Kajen 2

Senden Sie mir bitte die „Elastomer-Blätter“, eine
Veröffentlichung über neue Verwendungen für die
synthetischen Kautschukarten von Du Pont.

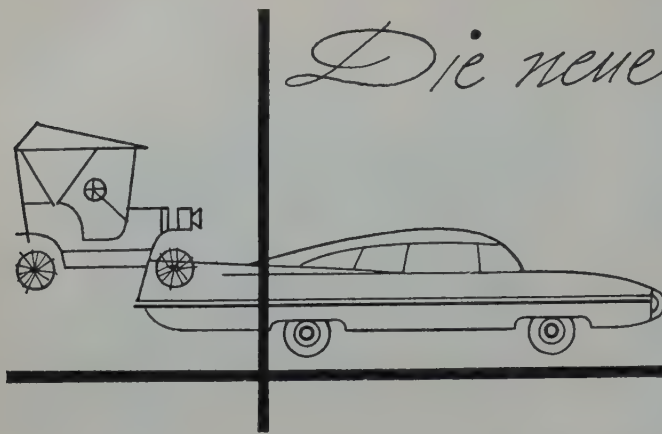
Name: _____

Stellung: _____

Firma: _____

Anschrift: _____

27-11/60-D.



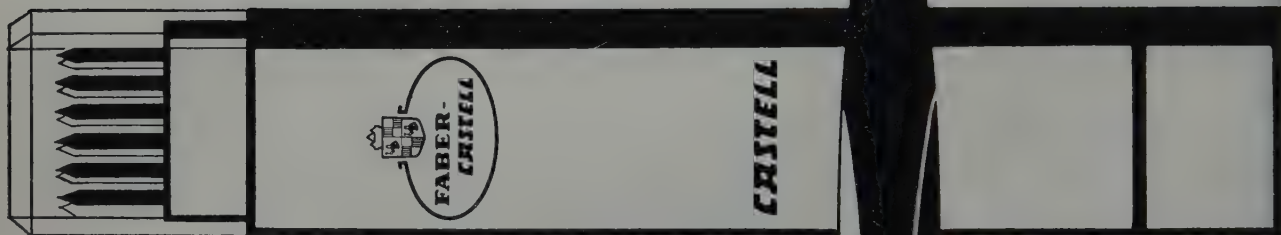
Die neue Linie unserer Zeit...

CASTELL TEKAGRAPH

der neue Stift für Techniker und Künstler. Die leicht gewölbte Form schmiegt sich in idealer Weise der Hand an. Die Gewichtsverteilung vermittelt ein verfeinertes Gefühl für die Strichführung. Der Tekagraph ist mit der normalen Castell-Zeichenmine ausgestattet, die nach dem bewährten TK-System vorgeschoben und festgehalten wird.

**zweckentsprechend
formschön**

9603	Tekagraph, 3-flächig
9604	Tekagraph, rund



CASTELL Zeichenminen

lichtpausreif

tontief
randscharf
bruchfest
geschmeidig
sparsam



8. Stahlrohrleitungen

Eine ganz besondere, nicht alltägliche Bauingenieurarbeit bildete der Zusammenbau der 4 m im Lichten begrenzten Stahlrohrleitungen für den Leitzachdüker⁸, für die Druckrohrleitung⁹ sowie der Verteilrohrleitung¹⁰. Die Taft. Tiefbauleitung hatte bei der Ausschreibung den Firmen freigestellt, welches Stahlmaterial sie für diese ungewöhnlich großen Rohrleitungen wählen wollten, damit sie ihre Speziallieferwerke als Subunternehmer berücksichtigen konnten.

In der Werkstatt konnte wegen des großen Rohrdurchmessers und der damit verbundenen Schwierigkeiten beim Transport der Zusammenbau der Rohre nicht erfolgen. Sämtliche Rohre mußten für beide Baustellen als 3 m lange Halbschalen per Bahntransport und für den Leitzachdüker sogar noch mittels Lkw bis zur Verwendungsstelle transportiert werden. Bei der Wahl der Stahlsorten mußte natürlich auch Rücksicht genommen werden auf die Belange der Montagen an Ort und Stelle sowie die Schwierigkeiten beim Einbau an den Steilhängen.

Als Stahlgüten für die Düker- und Druckrohrleitung wurden im wesentlichen Sonderstähle nach DIN 17 100 Tabelle 2 der Gütegruppe 3, besonders beruhigter Siemens-Martin-Stahl für Sonderanforderungen M St 37 — 3 RR und BH 36 K¹¹ verwendet.

Diese Stahlsorten zeichnen sich durch Unempfindlichkeit beim Schweißen in der Kälte aus, was hier erforderlich war, weil die Montagearbeiten bei sämtlichen Stahlrohrleitungen in den Winter 1959/60 fielen. Es war also selbst unter erschwerten Witterungsverhältnissen ein Schweißen ohne Vorwärmen und Spannungsfreigühen möglich. Ein weiterer Vorzug bei den genannten Stählen ist die gute Verschweißbarkeit bei Hand- und Automatschweißung mit allen geeigneten Zusatzstoffen. Die gewährleistetste Verbschlagzähigkeit bis $\pm 0^\circ\text{C}$ wurde mit mindestens mkJ/cm^2 garantiert.

Als Stahlgüte für das Herzstück der Stahlrohrleitung, der Verteilrohrleitung mit vier Abzweigungen, wurden für alle wasserberührten Rohrschalen und Nahträger der Stützen und des Hosenrohrs hochfester schweißunempfindlicher Baustahl HSB 50 A¹² mit garantierter Alterungsbeständigkeit, 50 kg/mm² Mindestzugfestigkeit vorgesehen. Das Material ist güteklassenmäßig ein Sonderbaustahl für höchste Anforderungen an Festigkeit und Sprödsicherheit. Für die

⁸ Ausgeführt durch die Arbeitsgemeinschaft Stahlbau Lavis, Offenbach; Stahlbau Seibert, Aschaffenburg; Stahlbau Maurer Söhne, München.

⁹ Ausgeführt durch Fa. Fried. Krupp, Stahlbau Rheinhausen und Stahlbau Maurer Söhne, München.

¹⁰ Ausführung durch die Dinglerwerke AG., Zweibrücken,

¹¹ Lieferwerk Ruhrstahl AG. Heinrichshütte, Hattingen, Ruhr.

¹² Phoenix Rhein-Ruhr-A.G.

Festpunkte, Versteifungsteile, Verankerungen wurde Baustahl MR St. 37 — 2 Martinstahl, beruhigt mit einer Mindestfestigkeit von 37 kg/mm² verwandt.

Die Rohrwandungen der Stahlrohrleitung hatten folgende Stärken:

a) Für die Dükerleitung im Leitzachtal (Rohrdurchmesser 4 m), durchgehend 12 mm.

b) Für die Druckrohrleitung im Mangfalltal (Rohrdurchmesser 4 m 12 mm, am Wasserschloß bis 26 mm bei der Verbindungsstelle mit Verteilrohrleitung.

c) Für die Verteilrohrleitung bei Rohrdurchmesser 1,8 m, Wandstärke 11 mm, bei Rohrdurchmesser 2,5 m, Wandstärke 15 mm.

Für die Rohrschalen $t = 13 - 17$ mm

Für die Nahträger $t = 20 - 50$ mm

Für das Hosenrohr $t = 21 - 30$ mm für die Rohrschalen $t = 30$ mm für die Nahträger mit Doppelstück als Hohlkasten.

Die Güteprüfungen der Stahlrohrbleche mittels Ultraschall wurden bereits in den Lieferwerken unter Kontrolle des Technischen Überwachungsvereins Bayern E. V. München, durchgeführt. Darüber hinaus wurden an Ort und Stelle sämtliche Schweißnähte sowie die Vorortnähte mittels Röntgenaufnahmen durch den T.Ü.V. geprüft.

Die Rohrhalschalen wurden zunächst zu 3-m-Vollrohren mit Hand zusammengeschnitten. Dann wurden 3-m-Stücke zu einem 9-m-Rohr zusammengebaut und dieses zur Verwendungsstelle transportiert¹³. Die Rohrleitung war alle 18 m (Abb. 38 u. 39) aufgelagert. Über den 13 Festpunkten für die gesamte Rohrleitung wurden die Rohre mittels eiserner Schellen in die Stahlbetonfundamente verankert. Hinter jeden Festpunkt wurde für den Ausgleich der Temperaturspannungen ein Dehnungsstück (Stopfbüchse) eingebaut.

Die Auflagerung der Rohrleitung auf den Zwischenstützpunkten erfolgte gelenkig, für die Dükerleitung mittels Kipplager (Abb. 38) und für die weitaus schwerere Druckrohrleitung mittels Rollenlager.

Die Verbindung der Stahlrohrleitung an den Übergangsstellen in die massiven Tiefbaukonstruktionen wurde

¹³ Die Arbeitsgemeinschaft Lavis, Offenbach, und Maurer Söhne, München, verwendete für ihre Schweißarbeiten vor Ort Fusagschweißung. Die Arbeitsgemeinschaft Krupp, Rheinhausen, und Maurer, München, Elira-Schweißung.



Abb. 36. Baugrube für die Gründung des Festpunktes 12 am Knickpunkt der Rohrleitung im Leitzachtal.

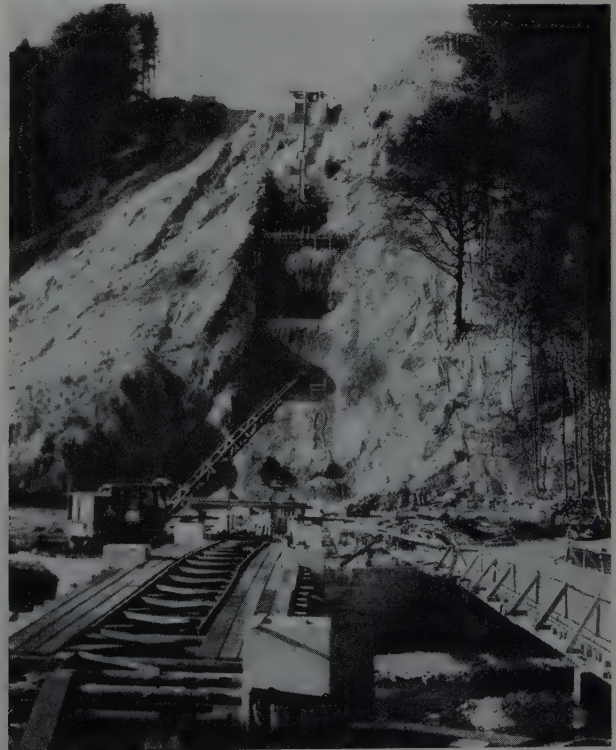


Abb. 37. Baugruben für die abfallende Dükerleitung am Steilhang im Leitzachtal.



Abb. 38. Dükerleitung im Leitzachtal. Rohrbrücke über die Leitzach. Montagebeginn der fallenden Stahlrohrleitung am Steilhang hinter dem Südstollen.



Abb. 39. Montagearbeiten für den Leitzachdüker gegen den Steilhang am Nordstollen gesehen, Bauzustand Anfang Juli 1960.



Abb. 40. Montage der Druckrohrleitung an dem Hang des Mangfalltales, in der Mitte Einbringen eines Rohrstückes mit Kugelboden für den provisorischen Abschluß über Festpunkt 5 zur Durchführung der Druckprobe. Mitte links fahrbarer Untersatz für den Rohrtransport.

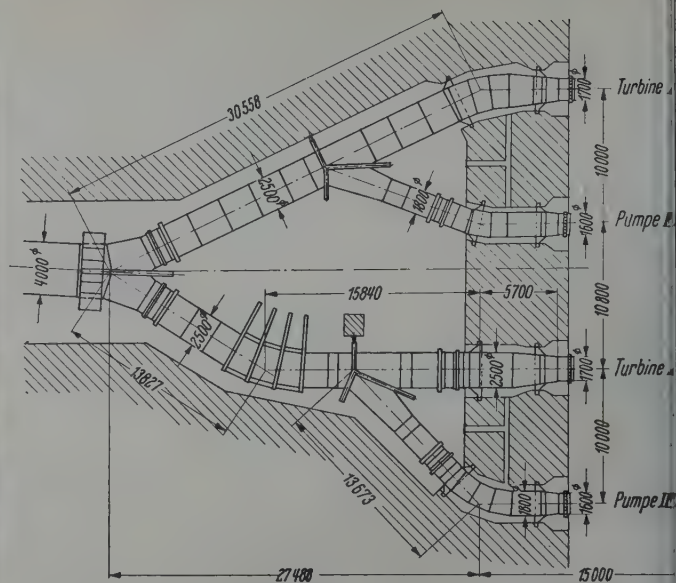


Abb. 41. Verteilrohrleitung mit Hosenrohren zur Turbine I und II sowie Pumpe I und II. Übersichtzeichnung.



Abb. 42. Große Nahtträger. Abzweigung Pumpe und Turbine in der Werkstatt der Dinglerwerke AG.

besonders sorgfältig überlegt und ausgeführt. Hierüber wurde bereits beim Stollenbau und beim Wasserschloß berichtet (Abb. 13, 19, 20 u. 23).

Für die Überbrückung der Leitzach diente das an sich statisch günstige Rohrprofil gleichzeitig als Brückentragwerk. An dieses wurden beiderseits für die spätere Wartung der Rohre Fußgängersteige angeschweißt. Mittel- und Uferpfeiler der Rohrbrücke bestanden aus Stahlbeton (Abb. 38).

Die Montage an den Steilhängen im Leitzachtal erfolgte jeweils von dem oberen Knickpunkt aus (Abb. 38 u. 39). Das nächste Rohr wurde auf einem Spezialwagen mit Gummirädern mittels eines Stahlseils von unten hochgezogen. Bei der Druckrohrleitung im Mangfalltal erfolgte der Höhentransport auf besonderen Rollen. Auch hier wurden die Rohre mittels Stahlseilen hochgezogen (Abb. 40). Das Einbringen der Verteilrohrleitung in den Rohrkeller hinter dem Krafthaus wurde mit Portalkran durchgeführt. Abb. 41 zeigt die endgültige Konstruktion der Verteilrohrleitung, die

ei Betrieb unter rd. 13 atü Wasserdruck steht¹⁴. Einzelheiten der Verteilrohrleitung sind Abb. 41 u. 42 zu entnehmen. Die Kontrolle der Montage erfolgte auch hier durch den T.Ü.V. Besondere Beachtung wurde der Konserrierung der Rohre beigemessen¹⁵.

Einzelheiten über den Anstrichaufbau

Innenanstrich der gesamten Rohrleitung nach metallreiner Entrostung mit dem Sandstrahlgebläse, unter Einfluß der Entfernung der Walzhaut. 4 Anstriche bestehend aus: einem Grundanstrich mit INERTOL-I-dick-U (DBP), zwei Deckanstrichen mit INERTOL-I-dick-U (DBP), einem Deckanstrich mit INERTOL-I.

Außenanstrich der Dükerleitung nach Sandstrahlentrostung wie vorstehend beschrieben. 4 Anstriche bestehend

15: einem Grundanstrich zweimal mit INERTOL-82-Grund, zwei Deckanstrichen mit INERTOL-82 grau, einem Deckanstrich mit INERTOL-82 graugrün. Außenanstrich der Druckrohrleitung nach Sandstrahlentrostung. 4 Anstriche bestehend aus: einem Grundanstrich einmal mit INERTOL-82-Grund, zwei Deckanstrichen mit INERTOL-82 grau, einem Deckanstrich mit INERTOL-82 graugrün.

Außenanstrich der Hosenrohre im Verteilrohrkeller nach Entrostung. 3 Anstriche bestehend aus:

einem Grundanstrich mit INERTOL-I-dick-L (DBP), zwei Deckanstrichen mit INERTOL-I-dick-L (DBP).

INERTOL-I ist ein auf hochwertigen Steinkohlenteerpechen aufgebautes Anstrichmittel, INERTOL-I-dick (DBP) ist hergestellt aus ausgewählten Steinkohlenteerpech-Präparaten unter Zusatz geeigneter mineralischer Füllstoffe, INERTOL-82 besteht aus einer Kombination von Naturasphalt, Leinöl, Leinöl- und Schuppenpigmenten. Alle INERTOL-Sorten lieferte die Fa. Lechler, Stuttgart.

Da der beschriebene Rohrleitungsbau im Naturschutzgebiet liegt, wurde auf Wunsch der staatlichen Naturschutzbehörde der letzte Außenanstrich für die gesamte Rohrleitung in graugrüner Tönung ausgeführt.

9. Durchführung der Druckprobe und Messungen

Die Stahlrohrleitungen wurden nach ihrer Fertigstellung gemäß „Richtlinien für die Erstellung von stählernen Druckrohrleitungen für Wasserkraftanlagen“ einer Wasserdruckprobe unterzogen. Zweck war, die Dichtigkeit der Schweißnähte und Stopfbüchsen, die Festigkeit der Konstruktion, eine etwaige Lageveränderung der Rohrachse und die Richtigkeit der Berechnung zu kontrollieren.

Entsprechend der Gliederung der Leitung fand auch die Druckprobe in zwei zeitlich getrennten Abschnitten statt. Die Erhöhung des Wasserdruckes wurde so festgelegt, daß die Rohrabschnitte jeweils mit dem 1,1fachen Bemessungsdruck, der sich wiederum aus statischem Druck plus 50 % Druckstoßzuschlag zusammensetzten, beansprucht waren.

Die Druckprobe der Dükerleitung (Abb. 38 u. 39) im Leitzachtal am 20. 7. 1960 erstreckte sich vom Einlaufbauwerk bis zum Wasserschloß einschließlich. Um die anschließende Fallrohrleitung zum Krafthaus vom Wasser abzuhalten, war hinter der geschlossenen Drosselklappe eine zweite Absicherung ein Kugelboden in das Stahlrohr provisorisch eingebaut worden. Die Stahlrohrdükerleitung war für die Druckprobe an beiden Enden über Festpunkt 8 und 13 ebenfalls durch gewölbte Böden abgesperrt worden. Auf diese Weise konnten die beiden anschließenden Stollen und das Wasserschloß bei normalem Betriebsdruck, die Dükerleitung selbst mit dem gewünschten Überdruck geöffnet und die in die Endfestpunkte des Rohrdükers einzutretenden Axialschübe verringert werden. Die Füllung er-

¹⁴ Die Strömungsvorgänge in den Rohrabzweigungen und die Energieverluste wurden von den Dinglerwerken, Zweibrücken, berechnet. Außerdem war Herr Prof. Dr.-Ing. Steinhardt, Karlsruhe, als Spezialgutachter für die Stahlrohrleitung beauftragt worden, Strömungsversuche an Modellen in der Technischen Hochschule Karlsruhe durchzuführen. Auf Grund dieser Untersuchung wurde dann die endgültige Formgebung und vor allem die Verankerung in das Betonfundament des Rohrkellers, der gleichzeitig als Festpunkt 1 ausgebildet ist, festgelegt.

¹⁵ Sie wurde von der Fa. Bauschutz G.m.b.H. Stuttgart einwandfrei durchgeführt.

folgte durch vorsichtiges Anheben der Schützentafeln im Einlaufbauwerk vom Seehamer See aus. Um die Abschlußböden heraus ermöglichen Umlaufleitungen mit automatischen Be- und Entlüftungsventilen die Füllung des Rohrdükers, des Nordstollens mit Wasserschloß. Die Druck-erhöhungspumpe stand an der tiefsten Stelle der Dükerleitung im Leitzachtal. Hier war auch ein Schieber an der Abflußleitung zum Tosbecken zur Entleerung des Dükers vorgesehen.

Die zweite Druckprobe für die Hangrohrleitung im Mangfalltal zusammen mit der Verteilrohrleitung (Abb. 41) fand am 23. 8. 1960 bei entleertem Stollen, Dükerleitung und Wasserschloß statt. Bei der Verteilrohrleitung dienten dabei die Turbinen- und Pumpenschieber als Abschlußorgane. Ein Kugelboden mit Rückschlagklappe im Rohr über Festpunkt 5 (etwa in der Mitte der Leitung, Abb. 40) ermöglichte das Einbringen einer unterschiedlichen Druckdifferenz im oberen und unteren Teil dieses Leitungsstranges, wodurch eine Überlastung des oberen Bereiches verhindert und eine wirtschaftliche Bemessung des Festpunktes ermöglicht wurde (Abb. 43). Die Füllung erfolgte hier am tiefsten Punkt der Leitung im Verteilrohrkeller des neuen Krafthauses durch eine 400-mm-Zuflußleitung, welche an die bestehende Rohrleitung des alten Werkes angezapft war, von unten nach oben. Auch die Druckerhöhung erfolgte durch eine Pumpe von unten nach oben. Die Wirkung nach der Öffnung des Absperrschiebers zum Füllen der Leitung war gewaltig, da das Wasser unter 13 atü Druck stand.

Der vorher berechnete Prüfdruck (beim Düker max. 9,75 atü, am unteren Ende der Fallrohrleitung max. 22,25 atü) wurde bei beiden Druckproben so lange gehalten, bis die ganze Leitung gründlich besichtigt werden konnte und ihr einwandfreies Verhalten feststand. Alle nur erdenklichen Vorsichtsmaßnahmen waren getroffen worden, daß sich bei Katastrophenfällen oder beim Entleeren der Leitungen nach dem Überdrücken kein Vakuum bilden konnte, daß die Kommandoübermittlung mittels Telefon



Abb. 43. Ausgleich der Druckdifferenz zwischen oberen und unteren Teil der Druckrohrleitung über den inneren Rohrabschluß bei Festpunkt 5 während der Druckprobe durch Öffnen des Ausgleichsventils.

und Sprechfunk einwandfrei und keine Menschen in der Gefahrenzone waren. Während der Druckproben zeigten sich an den Stopfbüchsen leichtere Wasseraustritte, die aber nach sofortigem Anziehen der Schrauben schnell behoben werden konnten. Im Gelenkstück vor dem Drosselklappenhaus am Wasserschloß war der Wasseraustritt etwas größer. Hier wurde bei unterbrochener Druckprobe eine zusätzliche Gummidichtung eingebaut, anschließend die Druckprobe erfolgreich beendet.

Beide Druckproben verliefen ohne besondere Störungen und ohne sichtbare Formveränderung für die Stahlrohrleitung und deren Fundamente.

Für die Rohrleitung des neuen Leitzachkraftwerkes mit ihren verhältnismäßig komplizierten Konstruktionsmerk-

malen war eine völlig sichere rechnerische Vorausbestimmung der Betriebsbeanspruchung nicht möglich. Ebenso konnten Herstellungsmängel, die nie ganz auszuschalten sind, wie Unrundheiten und Versetzungen oder Zwangskräfte, wie sie bereits beim Schweißen und bei der Montage in den Bauteil eingebracht werden, erhebliche zusätzliche Beanspruchungen verursachen.

Um wenigstens für einige in diesem Zusammenhang interessierende Stellen einen Überblick über das tatsächliche Beanspruchungsverhalten zu gewinnen, erhielt der TÜV.



Abb. 44. Die neue Wasserkraftanlage mit beiden Kraftwerken, Druckrohrleitungen und Wasserschloß im Betrieb.

den Auftrag, während der Druckproben Messungen nach dem Dehnungsmeßstreifenverfahren an den Festpunkten 11 und 5 mit benachbarten Leitungsteilen, an den Verankerungen und Leitungsteilen des Schiebers für Pumpe 1 und für Turbine 2, sowie am Blinddeckel des Leitungsstranges für die noch zu erstellende Pumpe 2 im Maschinenhauskeller durchzuführen.

Außer den Meßstellen an der Innen- und Außenseite der Rohrwand wurden zahlreiche Meßstellen an den Auflager- und Festpunktstrukturen angeordnet.

Zusammenfassend kann man aus den Meßergebnissen an der überdrückten Rohrleitung, die im Betrieb nie so belastet

wird, folgendes schließen: An der Dükerleitung wurde nur an ganz wenigen Meßstellen der Wert von 0,5 mal Streckgrenze durch die ermittelten Vergleichsspannungen überschritten. Dagegen wurde dieser Wert, welcher der Berechnung als zulässige Vergleichsspannung zugrunde gelegt war, an der Hangrohrleitung im Mangfalltal in einigen Fällen überschritten. Auch im Mittel wurden an der Hangrohrleitung höhere Werte erreicht als an vergleichbaren Stellen der Dükerleitung. Die im Maschinenhauskeller ermittelten Spannungen liegen zum Teil über dem Wert 0,5 mal Streckgrenze. Die Streckgrenze kann jedoch hier in keinem Fall als erreicht angesehen werden. Nachträgliche Messungen an der mit normalem Betriebsdruck gefüllten Leitung ergaben einwandfreie Meßwerte und Spannungen.

Bei Bewertung dieser Ergebnisse ist zu berücksichtigen, daß in geschweißten Bauteilen bei hohen Beanspruchungen ein örtliches Fließen öfters zu beobachten und auch bei sorgfältiger Konstruktion und Herstellung nicht immer zu vermeiden ist. Die ermittelten Maximalwerte der Druckprobe geben deshalb zu ernststen Bedenken keinen Anlaß.

Gleichzeitig mit der Druckprobe der Stahlrohrleitung wurde auch das Wasserschloß bis nahe der Schwallhöhe (s. Abb. 20) gefüllt und umfangreiche Dehnungsmessungen am Spannbetonbehälter sowie Setzungsmessungen des Gesamtbauwerkes durchgeführt. Hierbei ergab sich die Horizontalverschiebung der Ringbehälterwand unter Einbeziehung der Temperatur im Mittel zu 1,5 mm (berechnet 2,16 mm), die Betonspannungen beim gefüllten Ringbehälter, ermittelt aus den gemessenen Dehnungen zu $\sigma_{li.M.} = 63,0 \text{ kg/cm}^2$ (berechnet $74,3 \text{ kg/cm}^2$). Die größte Setzung des rd. 20 000 t schweren Bauwerkes betrug an der Bergseite 1,4 mm, an der Hangseite 1,1 mm.

Nachdem die Tiefbauarbeiten für das Großbauvorhaben in knapp zweijähriger Rekordbauzeit abgeschlossen sind und die Maschinen- und elektrotechnischen Montagen mit Hochdruck vorangetrieben werden, kann das neue Leitzachkraftwerk ab Dezember dieses Jahres den so dringend erforderlichen Spitzenstrom termingerecht nach der Landeshauptstadt München liefern (Abb. 44). Alle verantwortlichen Arbeitskräfte danken einem gütigen Geschick, daß die beschriebenen Tiefbauarbeiten in allen Baulosen ohne jeden schweren Bauunfall zum Abschluß gekommen sind.

Quellennachweis für die Abbildungen:

Abb. 4: Aero Expres. — Abb. 7, 8, 18: Engels, München. — Abb. 9: Knarr, Bad Aibling. — Abb. 17: Wolf, Nabburg. — Abb. 24, 25: Hermel, Grassau. — Abb. 30, 31, 32, 33, 34, 35: Baerend, München. — Abb. 40: Rathschlag, Köln. — Abb. 19, 22, 23, 26, 29, 36, 38, 39: Fiesinger, München. — Abb. 41, 42: Dinglerwerke AG. — Alle übrigen Abbildungen hat der Verfasser beigebracht.

Die genaue Berechnung mehrfach in ihrer Höhe abgespannter Maste

Von Prof. Dr. techn. E. Melan, Wien *

DK 624.972.043.3 : 624.071.2.042 : 621.315.665

In dieser Arbeit wird unter der Voraussetzung flach gespannter Seile die genaue Berechnung beliebig abgespannter Maste als räumliches Tragwerk angegeben. Die Schriftleitung.

1. Beschreibung des Systemes, Grad der statischen Unbestimmtheit

Die Berechnung mehrfach abgespannter Maste erfolgt zumeist unter vereinfachenden Voraussetzungen, vor allem unter der Annahme, daß die Seile eines Pardunenkranzes unter dem gleichen Winkel gegen die Mastachse geneigt und gleich lang sind. Dies ist nur dann möglich, wenn der Mast auf einem ebenen Gelände aufgestellt ist; steht er aber auf einer Bergkuppe, so trifft diese Annahme in der Regel nicht zu. Im folgenden soll die Voraussetzung eines rotationssymmetrischen Aufbaues des Mastes fallengelassen werden.

Wir untersuchen demnach einen Mast, der aus einem verhältnismäßig dünnen Mastkörper besteht, der in einzelnen Knoten, die von der Mastspitze an mit $i = 0, 1 \dots n - 1$

bezeichnet werden, mit je drei Seilen gegen feste Fundamente abgespannt und im unteren Ende, d. i. Knoten $i = n$, durch ein Kugelgelenk gestützt ist. Die Stelle im Knoten i bezeichnen wir mit A_i , B_i und C_i , ihre Neigungswinkel gegen die Mastachse mit α_i , β_i und γ_i . Die Länge der Seilenden der Seillinien seien s_{Ai} , s_{Bi} und s_{Ci} genannt. Alle Seile A_i liegen in einer lotrechten Ebene, ebenso die Seile B_i und C_i , Seilebene genannt, welche miteinander den Winkel $2/3 \pi$ einschließen.

Die einzelnen Seile sind aus konstruktiven Gründen nicht in der Mittelachse des Mastes, sondern exzentrisch angeschlossen. Um zusätzliche Biegemomente im Mast zu vermeiden, werden die Abstände von der Mastachse so groß gewählt, daß sich die Seilsehnern eines Pardunenkranzes in einem Punkt auf der Mastachse schneiden. Nur wenn die Seilneigungen gleich groß sind, sind auch die Abstände der Befestigungspunkte der Seile von der Mastachse gleich groß.

Wir bezeichnen die Höhe des Schnittpunktes der Seilsehnern mit der Mastachse über dem Fuß n mit h_i , die Höhe dieses Schnittpunktes über dem Knoten i mit d_i ($i = 0, 1 \dots n - 1$). In Abb. 1 ist die Gesamtanordnung des

* Der Schriftleitung ist es eine besondere Freude, eine neue Arbeit von Herrn Professor Dr. techn. E. Melan zu dessen 70. Geburtstag veröffentlichen zu können.

lastes und der Seile mit den gewählten Bezeichnungen dargestellt.

Um über die statischen Verhältnisse Klarheit zu gewinnen, betrachten wir zunächst einen Mast, welcher nur durch einen Pardunenkranz im obersten Knoten $i = 0$ durch drei Seile A_0 , B_0 und C_0 abgespannt ist (Abb. 2). Man könnte zunächst durch Abzählung der Stützungen, nämlich drei entsprechend den drei Seilen und drei entsprechend dem Kugelgelenk, zu dem Schluß verleitet wer-

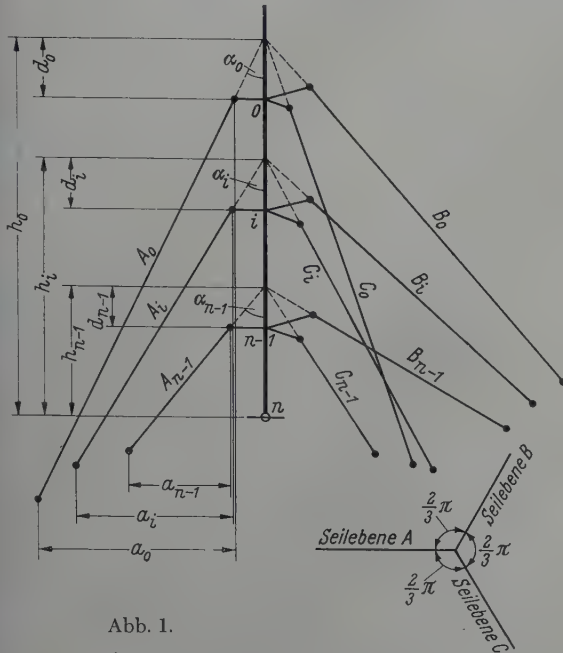


Abb. 1.

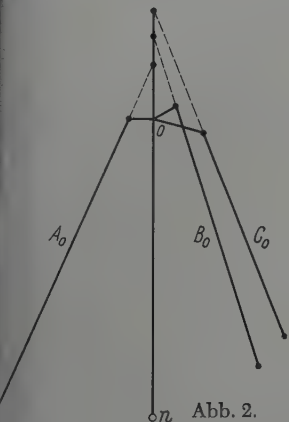


Abb. 2.

den, daß das System statisch bestimmt sei; denn ein starrer Körper braucht, um gegen die Erde unverschieblich festgehalten zu werden, sechs Stützungen. Wir müssen uns hierbei allerdings die Seile zunächst durch Stäbe ersetzt denken, die auch Druckkräfte aufnehmen können. Aber schon die Tatsache, daß es möglich und praktisch notwendig ist, die Seile vorzuspannen und so das Auftreten von Druckkräften in den Seilen zu vermeiden, lehrt, daß ein statisch unbestimmtes System vorliegt; in einem statisch bestimmten System wäre nämlich das Auftreten von inneren Kräften ohne äußere Belastung, also das Einbringen einer Vorspannung unmöglich.

Die folgende Überlegung gibt hierüber näheren Aufschluß. Ein fester Körper, der in einem Punkte n durch ein Kugelgelenk und in zwei Punkten durch zwei Stäbe A_0 und B_0 gestützt ist, besitzt entsprechend den 5 Stützungen noch einen Freiheitsgrad. Er kann sich nämlich, wie man aus der Betrachtung der Momentanzentren leicht nachweisen kann, um eine Achse drehen, die einerseits durch n geht, andererseits die beiden Stäbe A_0 und B_0 schneidet. Bringt man nun noch eine dritte Stütze C_0 an, so wird die Möglichkeit, sich um diese Achse zu verdrehen, nur dann gesperrt, wenn die Stütze C_0 nicht auch die eben erwähnte, durch A_0 und B_0 bestimmte Drehachse schneidet. Dies ist aber bei unserer Anordnung stets der Fall, da sich die Seile schneiden sogar in einem Punkt auf der Mastachse schneiden sollen. Das System ist daher einfach statisch unbestimmt; es kann sich infinitesimal um die Mastachse verdrehen. Belastungen, welche ein Torsionsmoment in der Mastachse erzeugen, müssen von vorneherein ausgeschlossen bleiben, da dieselben durch die Stützungen nicht im Gleichgewicht gehalten werden können.

Um den Aufbau des Tragwerkes nicht grundlegend zu verändern, wie dies etwa durch die Wahl einer der drei Seilkräfte als statisch unbestimmte Größe geschehen würde, führen wir die Achsialkraft N im Mastkörper als statisch Unbestimmte ein, d. h. wir denken uns unmittelbar unter dem Pardunenkranz einen Mechanismus eingebaut, durch welchen zwar Momente und Querkräfte des Mastes, aber nicht Achsialkräfte übertragen werden können, so daß also N die statisch unbestimmte Größe vorstellt. Sind weitere Pardunenkränze vorhanden, so gibt jeder derselben, den drei neu hinzugekommenen Seilkräften A_i , B_i und C_i entsprechend, drei weitere Unbekannte. Ein Mast mit insgesamt $0, 1 \dots n-1$ Pardunenkränzen ist also $3n-2$ fach statisch unbestimmt. Das Grundsystem besteht demnach aus dem gelenkig gelagerten Mastkörper, der durch die drei obersten Pardunen A_0 , B_0 und C_0 gehalten wird, die aber mit dem Mast so verbunden sind, daß sie keine Axialkraft in den Mast übertragen können.

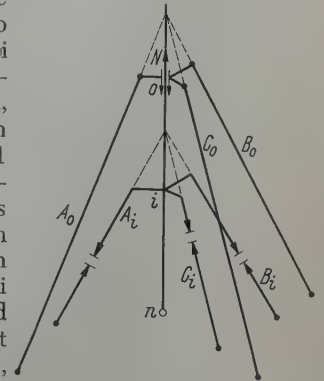


Abb. 3.

2. Die Elastizitätsgleichungen

Die Elastizitätsgleichungen bringen zum Ausdruck, daß sich die Schnittufer, an denen die statisch unbestimmten Größen, d. s. die Kräfte in den Seilen A_i , B_i , C_i infolge der Belastung und die mit A_{iPn}^+ , B_{iPn}^+ , C_{iPn}^+ ($i = 1, 2 \dots n-1$) bezeichnet, angreifen, nicht gegeneinander verschieben (vgl. Abb. 4).

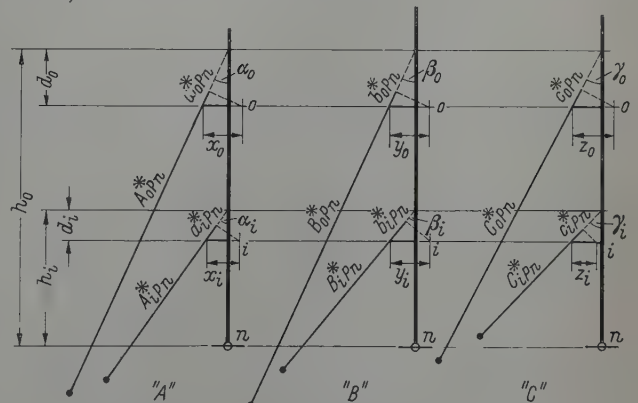


Abb. 4.

In den Seilen des Grundsystemes A_0 , B_0 , C_0 werden durch die angegebenen Hilfsangriffe die nachstehenden Kräfte bzw. in der Mastachse die Biegemomente erzeugt:

Hilfsangriff	Seilkraft im Seil			Biegemoment
	A_0	B_0	C_0	
$A_i^* = 1$	$A_0^* A_i$	$B_0^* A_i$	$C_0^* A_i$	$M_s^* A_i$
$B_i^* = 1$	$A_0^* B_i$	$B_0^* B_i$	$C_0^* B_i$	$M_s^* B_i$
$C_i^* = 1$	$A_0^* C_i$	$B_0^* C_i$	$C_0^* C_i$	$M_s^* C_i$
$N = 1$	$A_0^* N$	$B_0^* N$	$C_0^* N$	0

Die Längenänderungen der Sehnen der Seile A_0 , B_0 , C_0 (hervorgerufen durch die infolge der Belastung auftretenden Seilkräfte A_{0Pn}^* , B_{0Pn}^* , C_{0Pn}^*), welche mit a_{0Pn}^* , b_{0Pn}^* und c_{0Pn}^* bezeichnet werden mögen, verursachen eine gegenseitige Verschiebung der Schnittufer des Seiles A_i

$$a_{0Pn}^* A_0^* A_i + b_{0Pn}^* B_0^* A_i + c_{0Pn}^* C_0^* A_i.$$

Hierzu tritt noch die Längenänderung a_{iPn}^* der Seilsehne von A_i und der Beitrag, den die Verbiegung der Mastachse infolge der Momente M_{sPn} liefert, also

$$\int d\varphi_{sPn} M_{sA_i}^* \cos \varrho = \int M_{sPn} M_{sA_i}^* \cos \varrho \frac{ds}{EJ}$$

Hierin bedeutet ϱ den Winkel, welchen die Ebene der Momente M_{sPn} mit der Seilebene A einschließt.

Mithin ergibt jeder Knoten i ($i = 1, 2, \dots, n-1$) die folgenden drei Gleichungen, entsprechend den Hilfsangriffen:

$$\begin{aligned} A_i^* = 1: & a_{0Pn}^* A_{0A_i}^* + b_{0Pn}^* B_{0A_i}^* + c_{0Pn}^* C_{0A_i}^* + a_{iPn}^* + \\ & + \int M_{sPn} M_{sA_i}^* \cos \varrho \frac{ds}{EJ} = 0, \\ B_i^* = 1: & a_{0Pn}^* A_{0B_i}^* + b_{0Pn}^* B_{0B_i}^* + c_{0Pn}^* C_{0B_i}^* + b_{iPn}^* + \\ & + \int M_{sPn} M_{sB_i}^* \cos \left(\frac{2\pi}{3} - \varrho \right) \frac{ds}{EJ} = 0, \\ C_i^* = 1: & a_{0Pn}^* A_{0C_i}^* + b_{0Pn}^* B_{0C_i}^* + c_{0Pn}^* C_{0C_i}^* + c_{iPn}^* + \\ & + \int M_{sPn} M_{sC_i}^* \cos \left(\frac{2\pi}{3} + \varrho \right) \frac{ds}{EJ} = 0. \end{aligned} \quad (1)$$

Der Hilfsangriff $N = 1$ ergibt die Seilkräfte A_{0N}^* , B_{0N}^* und C_{0N}^* , und wenn die Längenänderung der Mastachse, im Vergleich zu denen der Seile sehr klein, vernachlässigt wird, die Gleichung

$$a_{0Pn}^* A_{0N}^* + b_{0Pn}^* B_{0N}^* + c_{0Pn}^* C_{0N}^* = 0. \quad (1a)$$

Die Seilkräfte in den Seilen A_0 , B_0 , C_0 , welche dem Grundsystem angehören, findet man nach der Theorie der statisch unbestimmten Systeme mit

$$\begin{aligned} A_{0Pn}^* &= A_{0P}^* + \sum_{k=1}^n (A_{0A_k}^* A_{kPn}^* + A_{0B_k}^* B_{kPn}^* + A_{0C_k}^* C_{kPn}^*) + A_{0N}^* N_P, \\ B_{0Pn}^* &= B_{0P}^* + \sum_{k=1}^n (B_{0A_k}^* A_{kPn}^* + B_{0B_k}^* B_{kPn}^* + B_{0C_k}^* C_{kPn}^*) + B_{0N}^* N_P, \\ C_{0Pn}^* &= C_{0P}^* + \sum_{k=1}^n (C_{0A_k}^* A_{kPn}^* + C_{0B_k}^* B_{kPn}^* + C_{0C_k}^* C_{kPn}^*) + C_{0N}^* N_P. \end{aligned} \quad (2)$$

Hierin bedeuten A_{0P}^* , B_{0P}^* , C_{0P}^* die Seilkräfte im Grundsystem der Seile A_0 , B_0 , C_0 infolge der Belastung.

Wir transformieren diese Gleichungen in der Weise, daß zunächst statt der Seilkräfte deren waagrechte Komponenten

$$A_{iPn} = A_{iPn}^* \sin \alpha_i, \quad B_{iPn} = B_{iPn}^* \sin \beta_i, \quad C_{iPn} = C_{iPn}^* \sin \gamma_i, \quad (3)$$

und statt der Verschiebungen a_{iPn}^* , b_{iPn}^* , c_{iPn}^* die waag-rechten Knotenverschiebungen des Knoten i

$$x_i = \frac{a_{iPn}^*}{\sin \alpha_i}, \quad y_i = \frac{b_{iPn}^*}{\sin \beta_i}, \quad z_i = \frac{c_{iPn}^*}{\sin \gamma_i} \quad (4)$$

($i = 0, 1, \dots, n-1$) verwendet werden. Sodann wählen wir nicht die Hilfsangriffe $A_i^* = 1$, $B_i^* = 1$ und $C_i^* = 1$, sondern statt dessen

$$A_i^{**} = \frac{A_i^*}{\sin \alpha_i}, \quad B_i^{**} = \frac{B_i^*}{\sin \beta_i}, \quad C_i^{**} = \frac{C_i^*}{\sin \gamma_i},$$

deren waagrechte Komponenten nunmehr gleich 1 sind und die im folgenden als Hilfsangriffe $A_i = 1$, $B_i = 1$ und $C_i = 1$ bezeichnet werden. Diese Hilfsangriffe erzeugen in

den Seilen des Grundsystems A_0 , B_0 und C_0 waagrechte Seilkraftkomponenten und Biegemomente in der Mastachse wie in der folgenden Übersicht zusammengestellt:

Hilfsangriff	waagrechte Seilkraftkomponente im Seil			Momente in der Mastachse
	A_i	B_i	C_i	
$A_i = 1:$	$A_{0A_i} = A_{0A_i}^* \frac{\sin \alpha_0}{\sin \alpha_i}$	$B_{0A_i} = B_{0A_i}^* \frac{\sin \beta_0}{\sin \alpha_i}$	$C_{0A_i} = C_{0A_i}^* \frac{\sin \gamma_0}{\sin \alpha_i}$	$M_{sA_i} = \frac{M_{sA_i}^*}{\sin \alpha_i}$
$B_i = 1:$	$A_{0B_i} = A_{0B_i}^* \frac{\sin \alpha_0}{\sin \beta_i}$	$B_{0B_i} = B_{0B_i}^* \frac{\sin \beta_0}{\sin \beta_i}$	$C_{0B_i} = C_{0B_i}^* \frac{\sin \gamma_0}{\sin \beta_i}$	$M_{sB_i} = \frac{M_{sB_i}^*}{\sin \beta_i}$
$C_i = 1:$	$A_{0C_i} = A_{0C_i}^* \frac{\sin \alpha_0}{\sin \gamma_i}$	$B_{0C_i} = B_{0C_i}^* \frac{\sin \beta_0}{\sin \gamma_i}$	$C_{0C_i} = C_{0C_i}^* \frac{\sin \gamma_0}{\sin \gamma_i}$	$M_{sC_i} = \frac{M_{sC_i}^*}{\sin \gamma_i}$
$N = 1$	$A_{0N} = A_{0N}^* \sin \alpha_0$	$B_{0N} = B_{0N}^* \sin \beta_0$	$C_{0N} = C_{0N}^* \sin \gamma_0$	$M_{sN} = 0$

Dividiert man die Elastizitätsgleichungen (1) durch $\sin \alpha_i$, $\sin \beta_i$ und $\sin \gamma_i$ und verwendet die Werte nach Gl. (4) und (5), so erhalten dieselben folgende Form, und zwar für den Hilfsangriff

$$\begin{aligned} A_i = 1: & x_0 A_{0A_i} + y_0 B_{0A_i} + z_0 C_{0A_i} + x_i + \\ & + \int M_{sPn} M_{sA_i} \cos \varrho \frac{ds}{EJ} = 0, \\ B_i = 1: & x_0 A_{0B_i} + y_0 B_{0B_i} + z_0 C_{0B_i} + y_i + \\ & + \int M_{sPn} M_{sB_i} \cos \left(\frac{2\pi}{3} - \varrho \right) \frac{ds}{EJ} = 0, \\ C_i = 1: & x_0 A_{0C_i} + y_0 B_{0C_i} + z_0 C_{0C_i} + z_i + \\ & + \int M_{sPn} M_{sC_i} \cos \left(\frac{2\pi}{3} + \varrho \right) \frac{ds}{EJ} = 0. \end{aligned} \quad (i = 1, 2, \dots, n-1) \quad (6)$$

Ähnlich formen wir die drei Gleichungen (2) für A_{0Pn}^* , B_{0Pn}^* und C_{0Pn}^* um. Wir multiplizieren die erste der drei Gleichungen mit $\sin \alpha_0$, die zweite mit $\sin \beta_0$ und die dritte mit $\sin \gamma_0$, setzen

$$A_{0P} = A_{0P}^* \sin \alpha_0, \quad B_{0P} = B_{0P}^* \sin \beta_0, \quad C_{0P} = C_{0P}^* \sin \gamma_0$$

und erhalten mit Verwendung dieser waag-rechten Komponenten der Seilkräfte an Stelle dieser selbst

$$\begin{aligned} A_{0Pn} &= A_{0P} + \sum_{k=1}^{n-1} (A_{0A_k} A_{kPn} + A_{0B_k} B_{kPn} + A_{0C_k} C_{kPn}) + A_{0N} N_P \\ B_{0Pn} &= B_{0P} + \sum_{k=1}^{n-1} (B_{0A_k} A_{kPn} + B_{0B_k} B_{kPn} + B_{0C_k} C_{kPn}) + B_{0N} N_P \\ C_{0Pn} &= C_{0P} + \sum_{k=1}^{n-1} (C_{0A_k} A_{kPn} + C_{0B_k} B_{kPn} + C_{0C_k} C_{kPn}) + C_{0N} N_P \end{aligned} \quad (7)$$

Bevor wir uns mit den vorstehenden Gleichungen weiter befassen, bemerken wir die folgende Eigenschaft der Projektionen eines Vektors, der auf der Mastachse senkrecht steht, auf die drei Seilebenen A_i , B_i und C_i (siehe Abb. 5). Nennen wir diesen Vektor η und bezeichnen mit

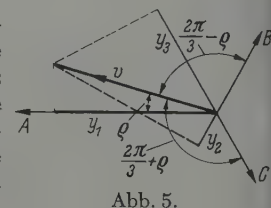


Abb. 5.

$$y_1 = \eta \cos \varrho, \quad y_2 = \eta \cos \left(\frac{2\pi}{3} - \varrho \right), \quad y_3 = \eta \cos \left(\frac{2\pi}{3} + \varrho \right)$$

die Projektionen in die drei Seilebenen, so besteht, wie man leicht zeigen kann, die Beziehung

$$y_1 + y_2 + y_3 = 0. \quad (8)$$

3. Weitere Umformung der Elastizitätsgleichungen

Für die in Gl. (5) angegebenen waagrechten Komponenten der Seilkräfte im Grundsystem infolge des Hilfsangriffes $A_i = 1$ finden wir aus der Momentengleichung um den Fußpunkt n des Mastes

$$A_0 A_i - \frac{B_0 A_i + C_0 A_i}{2} = -\frac{h_i}{h_0} = -\mu_i \quad \text{und} \quad (9)$$

$$B_0 A_i = C_0 A_i. \quad (10)$$

Dies erlaubt den in Gl. (6) vorkommenden Ausdruck

$$x_0 A_0 A_i + y_0 B_0 A_i + z_0 C_0 A_i$$

wie folgt umzuformen:

Wegen Gl. (8) ist

$$y_0 + z_0 = -x_0 \quad (11)$$

und wegen

$$B_0 A_i = \frac{B_0 A_i + C_0 A_i}{2}$$

wird

$$\begin{aligned} x_0 A_0 A_i + y_0 B_0 A_i + z_0 C_0 A_i &= -\mu_i x_0, \\ x_0 A_0 B_i + y_0 B_0 B_i + z_0 C_0 B_i &= -\mu_i y_0, \\ x_0 A_0 C_i + y_0 B_0 C_i + z_0 C_0 C_i &= -\mu_i z_0. \end{aligned} \quad (12)$$

Nunmehr betrachten wir das Integral, welches in den Elastizitätsgleichungen auftritt. Das Moment M_{sPn} im statisch unbestimmten System an der Stelle s der Mastachse infolge der Belastung erhält man aus dem Moment des Grundsystems M_{sP} und dem Beitrag der statisch unbestimmten Größen. Wie die Abb. 6 zeigt, ist

$$M_{sPn} \cos \varrho = M_{sP} \cos \bar{\varrho} + \sum_{k=1}^n A_k P_n M_{sA_k} - \frac{B_k P_n}{2} M_{sB_k} - \frac{C_k P_n}{2} M_{sC_k}. \quad (13)$$

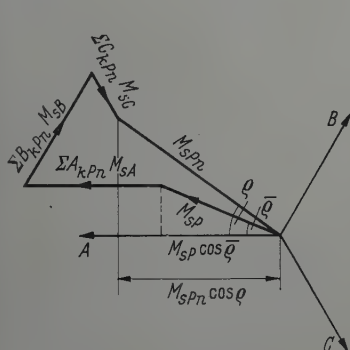


Abb. 6.

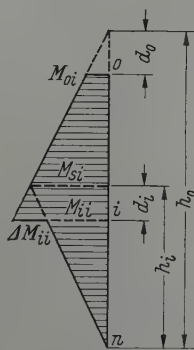


Abb. 7.

Nun sind die Momente infolge $A_k = 1$ gleich jenen infolge $B_k = 1$ und $C_k = 1$, nur liegen sie in verschiedenen Seilebenen. Es ist also

$$\begin{aligned} M_{sA_i} &= M_{sB_i} = M_{sC_i} = M_{s_i}, \\ M_{sA_k} &= M_{sB_k} = M_{sC_k} = M_{s_k}. \end{aligned} \quad (14)$$

Der Verlauf der Momente M_{s_i} ist in Abb. 7 dargestellt. Im Knoten $i = 0$ hat es den Wert

$$M_{0i} = -\mu_i d_0,$$

in $s = i$

$$M_{ii} = -\mu_i (h_0 - h_i + d_i),$$

mit dem Momentensprung

$$M_{ii} = +d_i.$$

Es ergibt sich demnach weiteres aus Gl. (13) und Gl. (14)

$$\begin{aligned} \int M_{sPn} M_{sA_i} \cos \varrho \frac{ds}{EJ} &= \int M_{sP} M_{s_i} \cos \bar{\varrho} \frac{ds}{EJ} + \\ &+ \int \sum_{k=1}^n \left(B_k P_n - \frac{B_k P_n + C_k P_n}{2} \right) M_{s_i} M_{s_k} \frac{ds}{EJ}, \\ \int M_{sPn} M_{sB_i} \cos \left(\frac{2\pi}{3} - \varrho \right) \frac{ds}{EJ} &= \int M_{sP} M_{s_i} \cos \left(\frac{2\pi}{3} - \bar{\varrho} \right) \cdot \\ &\cdot \frac{ds}{EJ} + \int \sum_{k=1}^n \left(B_k P_n - \frac{C_k P_n + A_k P_n}{2} \right) M_{s_i} M_{s_k} \frac{ds}{EJ}, \\ \int M_{sPn} M_{sC_i} \cos \left(\frac{2\pi}{3} + \varrho \right) \frac{ds}{EJ} &= \int M_{sP} M_{s_i} \cos \left(\frac{2\pi}{3} + \bar{\varrho} \right) \cdot \\ &\cdot \frac{ds}{EJ} + \int \sum_{k=1}^n \left(C_k P_n - \frac{A_k P_n + B_k P_n}{2} \right) M_{s_i} M_{s_k} \frac{ds}{EJ}. \end{aligned}$$

Wir führen als neue Unbekannte die Werte ein:

$$\begin{aligned} X_k &= \frac{2}{3} \left(A_k P_n - \frac{B_k P_n + C_k P_n}{2} \right), \\ Y_k &= \frac{2}{3} \left(B_k P_n - \frac{C_k P_n + A_k P_n}{2} \right), \\ Z_k &= \frac{2}{3} \left(C_k P_n - \frac{A_k P_n + B_k P_n}{2} \right) \end{aligned} \quad (15)$$

und nennen

$$\begin{aligned} \frac{3}{2} \int M_{s_i} M_{s_k} \frac{ds}{EJ} &= \varepsilon_{ik}, \\ \int M_{sP} M_{s_i} \cos \bar{\varrho} \frac{ds}{EJ} &= \Delta a_i, \\ \int M_{sP} M_{s_i} \cos \left(\frac{2\pi}{3} - \bar{\varrho} \right) \frac{ds}{EJ} &= \Delta b_i, \\ \int M_{sP} M_{s_i} \cos \left(\frac{2\pi}{3} + \bar{\varrho} \right) \frac{ds}{EJ} &= \Delta c_i, \end{aligned} \quad (16)$$

so daß die Elastizitätsgleichungen die endgültige Form

$$\begin{aligned} -\mu_i x_0 + x_i + \sum_{k=1}^{n-1} X_k \varepsilon_{ik} + \Delta a_i &= 0, \\ -\mu_i y_0 + y_i + \sum_{k=1}^{n-1} Y_k \varepsilon_{ik} + \Delta b_i &= 0, \\ -\mu_i z_0 + z_i + \sum_{k=1}^{n-1} Z_k \varepsilon_{ik} + \Delta c_i &= 0 \end{aligned} \quad (17)$$

($i = 1, 2, \dots, n-1$)

annehmen.

Ähnlich transformieren wir auch die drei Gl. (7) für $i = 0$. Wir erhalten

$$\begin{aligned} X_0 &= \frac{2}{3} \left(A_0 P_n - \frac{B_0 P_n + C_0 P_n}{2} \right) = \frac{2}{3} \left[A_0 P - \frac{B_0 P + C_0 P}{2} + \right. \\ &+ \sum_{k=1}^{n-1} \left\{ A_k P_n \left(A_0 A_k - \frac{B_0 A_k + C_0 A_k}{2} \right) + \right. \\ &+ \left. B_k P_n \left(A_0 B_k - \frac{B_0 B_k + C_0 B_k}{2} \right) + C_k P_n \left(A_0 C_k - \frac{B_0 C_k + C_0 C_k}{2} \right) \right\} \Bigg]. \end{aligned}$$

Der hierbei auftretende Ausdruck

$$\frac{2}{3} N_P \left(A_0 N - \frac{B_0 N + C_0 N}{2} \right)$$

verschwindet, weil wegen des Gleichgewichtes in waagrechter Richtung

$$A_0 N = B_0 N = C_0 N$$

sein muß.

Nun ergibt aber das waagrechte Gleichgewicht in der Richtung A

$$A_0 A_k - \frac{B_0 A_k + C_0 A_k}{2} = -\mu_k$$

und in der Richtung von B bzw. C

$$A_0 B_k - \frac{B_0 B_k + C_0 B_k}{2} = \frac{\mu_k}{2} \quad \text{und} \quad A_0 C_k - \frac{B_0 C_k + C_0 C_k}{2} = \frac{\mu_k}{2}.$$

Setzt man

$$\bar{A}_0 P = \frac{2}{3} \left(A_0 P - \frac{B_0 P + C_0 P}{2} \right), \quad \bar{B}_0 P = \frac{2}{3} \left(B_0 P - \frac{C_0 P + A_0 P}{2} \right), \\ \bar{C}_0 P = \frac{2}{3} \left(C_0 P - \frac{A_0 P + B_0 P}{2} \right), \quad (18)$$

so nehmen die drei Gleichungen für $i = 0$ die Form an:

$$X_0 = \bar{A}_0 P - \sum_{k=1}^{n-1} \mu_k X_k, \quad Y_0 = \bar{B}_0 P - \sum_{k=1}^{n-1} \mu_k Y_k, \quad Z_0 = \bar{C}_0 P - \sum_{k=1}^{n-1} \mu_k Z_k. \quad (19)$$

Bezeichnet $\bar{M}$ das Moment der Belastung bezogen auf den Fußpunkt n des Mastes, so beträgt seine Projektion in die drei Seilebenen A , B und C

$$\bar{M}_A = \bar{M} \cos \bar{\varrho}, \quad \bar{M}_B = \bar{M} \cos \left(\frac{2\pi}{3} - \bar{\varrho} \right), \\ \bar{M}_C = \bar{M} \cos \left(\frac{2\pi}{3} + \bar{\varrho} \right).$$

Sind $A_0 P$, $B_0 P$ und $C_0 P$, wie schon erklärt, die waagrechten Komponenten der Seilkräfte im Grundsystem infolge der Belastung, so ergeben die Momentengleichungen auf den Seilebenen senkrechte Achsen

$$M_A = h_0 \left(A_0 P - \frac{B_0 P + C_0 P}{2} \right) = \frac{3}{2} h_0 \bar{A}_0 P, \\ \bar{M}_B = h_0 \left(B_0 P - \frac{C_0 P + A_0 P}{2} \right) = \frac{3}{2} h_0 \bar{B}_0 P, \quad (20) \\ \bar{M}_C = h_0 \left(C_0 P - \frac{A_0 P + B_0 P}{2} \right) = \frac{3}{2} h_0 \bar{C}_0 P,$$

und daraus findet man

$$X_0 = \frac{2 \bar{M}}{3 h_0} \cos \bar{\varrho} - \sum_{k=1}^n \mu_k X_k, \\ Y_0 = \frac{2 \bar{M}}{3 h_0} \cos \left(\frac{2\pi}{3} - \bar{\varrho} \right) - \sum_{k=1}^n \mu_k Y_k, \quad (21) \\ Z_0 = \frac{2 \bar{M}}{3 h_0} \cos \left(\frac{2\pi}{3} + \bar{\varrho} \right) - \sum_{k=1}^n \mu_k Z_k.$$

Um die waagrechten Komponenten der Seilkräfte und dann diese selbst zu erhalten, müssen, wenn X_i , Y_i und Z_i ermittelt sind, die Gleichungen (15), nämlich

$$X_i = \frac{2}{3} \left(A_i P_n - \frac{B_i P_n + C_i P_n}{2} \right), \quad Y_i = \frac{2}{3} \left(B_i P_n - \frac{C_i P_n + A_i P_n}{2} \right), \\ Z_i = \frac{2}{3} \left(C_i P_n - \frac{A_i P_n + B_i P_n}{2} \right)$$

nach $A_i P_n$, $B_i P_n$, $C_i P_n$ aufgelöst werden. Da dieselben linear abhängig sind, tritt hierbei eine Konstante Q_i auf, die vorderhand noch willkürlich ist. Es ergibt sich, wie man sich leicht überzeugt,

$$A_i P_n = X_i + Q_i, \quad B_i P_n = Y_i + Q_i, \quad C_i P_n = Z_i + Q_i. \quad (22)$$

Es stehen nunmehr den $7n$ Unbekannten, nämlich X_i , Y_i , Z_i , Q_i ; x_i , y_i , z_i ($i = 0, 1, \dots, n-1$) 3 ($n-1$) Elastizitätsgleichungen, 3 Gleichungen für den Knoten $i = 0$ und endlich n Gleichungen [vgl. Gl. (8), Gl. (11)]

$$x_i + y_i + z_i = 0$$

also nur $4n$ Gleichungen, gegenüber. Die fehlenden $3n$ Gleichungen werden durch die Beziehung, welche zwischen der Seilkraft und der Knotenverschiebung besteht, geliefert. Es ist im allgemeinen nicht statthaft, diese Beziehung als linear anzunehmen.

4. Seilkräfte und Knotenverschiebungen

Der Zusammenhang zwischen Seilkraft und Längenänderung der Seilsehne ist nach der Theorie flachgespannter Seile zu ermitteln. In Abb. 8 ist ein Seil mit der Sehlänge s' , unter dem Winkel ω gegen die lotrechte geneigt,

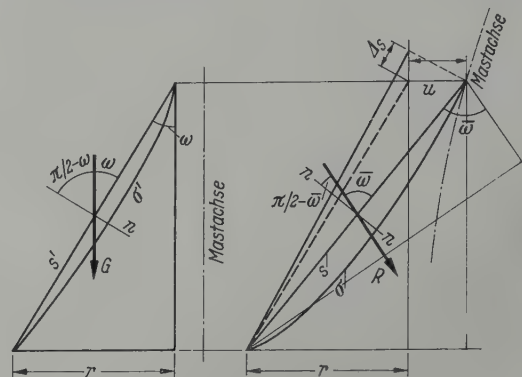


Abb. 8.

dargestellt. Die Belastung dieses Seiles bestehe lediglich aus dem lotrechten Gewicht G des Seiles; die hierbei auftretende Seilkraft sei S' . Dann ist mit hinreichender Genauigkeit die Seillänge s' durch

$$s' = s + \frac{G^2 \sin^2 \omega}{24 S'^2} s'$$

gegeben. Wird nun das Seil außerdem durch Wind und allenfalls durch Vereisung belastet, deren Resultierende R mit der Seilsehne den Winkel $\bar{\omega}$ einschließt, so ändert sich die Seilkraft von S' auf S ; die Länge der Seilsehne soll sich hierbei von s' auf s und die Temperatur von Θ' auf Θ geändert haben. Dann beträgt die neue Seillänge

$$s = s' + \frac{R^2 \sin^2 \bar{\omega}}{24 S^2} s.$$

Bedeutet E den Elastizitätsmodul, F den Querschnitt und ϵ den thermischen Ausdehnungskoeffizienten des Seiles, so wird die Änderung der Seillänge

$$\Delta s = s - s' = \frac{S - S'}{E F} + \epsilon (\Theta - \Theta') s$$

und daher die Längenänderung der Seilsehne

$$\Delta s = s - s' = - \frac{R^2 \sin^2 \bar{\omega}}{24 s^2} s + \frac{S s}{E F} - \bar{\nu}'$$

mit

$$\bar{\nu}' = - \frac{G^2 \sin^2 \omega}{24 s^2} s + \frac{S' s}{E F} + \epsilon (\Theta - \Theta') s.$$

Um $\sin \bar{\omega}$ zu erhalten, beachten wir, daß $\pi/2 - \bar{\omega}$ den Winkel zwischen der Resultierenden R und der Seilnormalen $n-n'$ bedeutet, der gleichzeitig die Richtung des Winddruckes auf das Seil darstellt, wie dies aus Abb. 8 hervorgeht. Daher wird $\sin \bar{\omega} = \cos (\pi/2 - \bar{\omega})$ aus den Richtungskosinus und N erhalten. Dabei beziehen wir uns auf ein rechtwinkliges Koordinatensystem, dessen ξ -Achse in die Windrichtung, die ζ -Achse in die lotrechte fällt und die η -Achse so angenommen ist, daß ein Links-System entsteht.

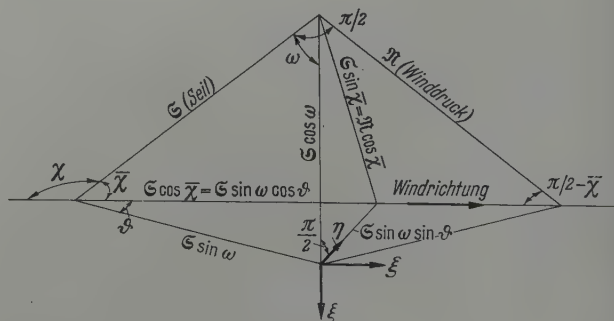


Abb. 9.

ϑ bedeutet den Winkel, den die Windrichtung mit der Projektion des Seiles auf die $\xi\eta$ -Ebene einschließt, wie dies in Abb. 9 räumlich und in Abb. 9 a und 9 b im Grundriß dargestellt ist. Dieser Abbildung entnimmt man die Richtungscosinus, und zwar ist zunächst

$$\cos \chi = -\sin \omega \cos \vartheta$$

$$\frac{\xi}{\eta} = -\cot \chi$$

und weiters die gesuchten Richtungscosinus in dem $\xi\eta\zeta$ -Koordinatensystem

Richtungscosinus des Seiles:

$$\cos(\xi) = \cos \chi = -\sin \omega \cos \vartheta$$

$$\cos(\eta) = \sin \omega \sin \vartheta$$

$$\cos(\zeta) = +\cos \omega$$

Richtungscosinus des Winddruckes

$$\cos(\xi) = \sin \chi$$

$$\cos(\eta) = -\sin \omega \sin \vartheta \cot \chi$$

$$\cos(\zeta) = -\cos \omega \cot \chi$$



Abb. 9a.

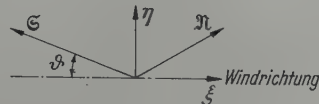


Abb. 9b.

Besitzt das Seil die Länge s und den Durchmesser d , die Isolatoren am Seil die Fläche f , so beträgt die angeblasene Fläche $sd + f$ und der Winddruck auf das ganze Seil einschließlich Isolatoren, wenn senkrecht zur Seilebene angeblasen, $k \cdot w \cdot (sd + f) = W$. Dabei ist w der Staudruck, ein Faktor, der gewöhnlich mit 1,2 angenommen wird. Da die Windrichtung mit der Seilnormalen den Winkel $\chi/2$ einschließt, hat der in der Richtung der Seilnormalen wirkende Winddruck auf das Seil die Größe

$$W = \bar{W} \cos(\eta) = \bar{W} \sin \chi. \quad (26)$$

bezeichnet G das lotrecht wirkende Gewicht des Seiles und der Isolatoren und R die Resultierende aus W und G , so bezeichnen die Komponenten von R in den Richtungen ξ , η und ζ

$$R_\xi = W \cos(\eta) = \bar{W} \sin^2 \chi = \bar{W} (1 - \sin^2 \omega \cos^2 \vartheta),$$

$$R_\eta = W \cos(\eta) = -\bar{W} \sin \omega \sin \vartheta \cos \chi = +\bar{W} \sin^2 \omega \sin \vartheta \cos \vartheta,$$

$$R_\zeta = W \cos(\eta) + G = -\bar{W} \cos \omega \cos \chi + G =$$

$$= +\bar{W} \sin \omega \cos \omega \cos \vartheta + G,$$

$$R^2 = R_\xi^2 + R_\eta^2 + R_\zeta^2. \quad (27)$$

Damit erhält man die Richtungscosinus von R

$$\cos(R, \xi) = \frac{R_\xi}{R}, \quad \cos(R, \eta) = \frac{R_\eta}{R}, \quad \cos(R, \zeta) = \frac{R_\zeta}{R}. \quad (28)$$

Nun ist

$$\cos(R, \eta) = \cos\left(\frac{\pi}{2} - \omega\right) = \sin \omega$$

und

$$\sin \omega = \cos(R, \xi) \cos(\eta) + \cos(R, \eta) \cos(\eta) + \cos(R, \zeta) \cos(\eta).$$

Mit Benützung von Gl. (28) erhält man

$$R^2 \sin^2 \omega = R[R_\xi \cos(\eta) + R_\eta \cos(\eta) + R_\zeta \cos(\eta)]^2. \quad (29)$$

Verwenden wir in der Gleichung (23) für S die waagrechte Komponente H der Seilkraft S

$$H = S \sin \omega \quad \text{bzw.} \quad H' = S' \sin \omega$$

und die waagrechte Verschiebung

$$u = \frac{\Delta s}{\sin \omega}$$

erner die waagrechte Entfernung $r = s \cdot \sin \omega$ der Seilenden, so erhält man aus Gl. (23) für u den Ausdruck

$$u = -\frac{R^2 \sin^2 \omega}{24 H^2} r + \frac{H}{E F \sin^3 \omega} r - k = -\frac{m}{H^2} + \bar{m} H - k \quad (30)$$

und darin bedeutet zur Abkürzung

$$k = -\frac{G^2 \sin^2 \omega}{24 H^2} r + \frac{H'}{E F \sin^3 \omega} r + \varepsilon(\Theta - \Theta') r = -\frac{m'}{H^2} + \bar{m} H' + \varepsilon(\Theta - \Theta') r,$$
$$m = \frac{R^2 \sin^2 \omega}{24} r, \quad m' = \frac{G^2 \sin^2 \omega}{24} r, \quad \bar{m} = \frac{r}{E F \sin^3 \omega}.$$

Auf die drei Seile des Pardunenkranzes i angewendet, ist ω durch α_i , β_i und γ_i , $\bar{\omega}$ durch α_i , β_i und $\bar{\gamma}_i$ zu ersetzen. Beträgt der Winkel zwischen der Projektion des Seiles A_i auf die $\xi\eta$ -Ebene und der Windrichtung ϑ_i , so ist an Stelle von ϑ_i für die Seile B und C $\vartheta_i + 2\pi/3$ bzw. $\vartheta_i - 2\pi/3$ zu setzen, wie die Abb. 10 zeigt. k_i ersetzen wir für die drei Seile durch α_i , β_i und γ_i . Die Größe der Resultierenden R bezeichnen wir für die drei Seile mit U_i , V_i und T_i , ihre Komponenten dementsprechend mit $U_{i\xi}$, $U_{i\eta}$, $U_{i\zeta}$; $V_{i\xi}$, $V_{i\eta}$, $V_{i\zeta}$; $T_{i\xi}$, $T_{i\eta}$, $T_{i\zeta}$. Bei der Berechnung des Grundsystems ist dieses mit diesen Kräften zu belasten, und zwar entfällt

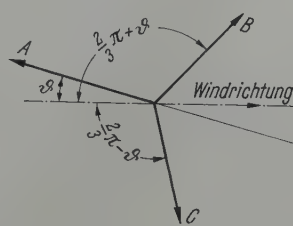


Abb. 10.

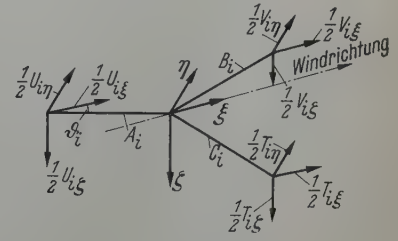


Abb. 11.

je die Hälfte auf den oberen und unteren Befestigungspunkt der Seile. (Vgl. Abb. 11.) Mit Benützung der im folgenden erklärten Abkürzungen erhalten wir schließlich

$$x_i = -\frac{p_i}{(X_i + Q_i)^2} + \bar{p}_i(X_i + Q_i) - \alpha_i,$$
$$y_i = -\frac{q_i}{(Y_i + Q_i)^2} + \bar{q}_i(Y_i + Q_i) - \beta_i,$$
$$z_i = -\frac{t_i}{(Z_i + Q_i)^2} + \bar{t}_i(Z_i + Q_i) - \gamma_i,$$
$$p_i = \frac{U_i \sin^2 \alpha_i}{24} a_i, \quad \bar{p}_i = \frac{a_i}{E F \sin^3 \alpha_i},$$
$$q_i = \frac{V_i \sin^2 \beta_i}{24} b_i, \quad \bar{q}_i = \frac{b_i}{E F \sin^3 \beta_i},$$
$$t_i = \frac{T_i \sin^2 \gamma_i}{24} c_i, \quad \bar{t}_i = \frac{c_i}{E F \sin^3 \gamma_i},$$
$$\alpha_i = -\frac{p'_i}{H_i^2} + \bar{p}_i H'_i + \varepsilon(\Theta - \Theta') a_i,$$
$$\beta_i = -\frac{q'_i}{H_i^2} + \bar{q}_i H'_i + \varepsilon(\Theta - \Theta') b_i,$$
$$\gamma_i = -\frac{t'_i}{H_i^2} + \bar{t}_i H'_i + \varepsilon(\Theta - \Theta') c_i,$$
$$p'_i = \frac{G_{Ai}^2 \sin^2 \alpha_i}{24} a_i, \quad q'_i = \frac{G_{Bi}^2 \sin^2 \beta_i}{24} b_i, \quad t'_i = \frac{G_{Ci}^2 \sin^2 \gamma_i}{24} c_i. \quad (31)$$

G_{Ai} , G_{Bi} , G_{Ci} sind die Gewichte der Seile A_i , B_i und C_i einschließlich der Isolatoren, a_i , b_i und c_i die waagrechten Projektionen der Seillängen.

H'_i bedeutet die waagrechte Komponente der Vorspannkraft in den drei Seilen A_i , B_i und C_i . Ist der Mast anfänglich gerade, so muß die waagrechte Komponente der Vorspannkraft in den drei Seilen eines Pardunenknottes gleich groß sein.

Bei der Berechnung des Grundsystems sind die an den Befestigungspunkten der Seile A_i , B_i und C_i am Mast angreifenden halben Kräfte U_i , V_i und T_i (bzw. deren Komponenten nach den Richtungen ξ , η , ζ) zur Belastung hinzuzurechnen.

5. Das vollständige Gleichungssystem

Für die weitere Rechnung erweist es sich als vorteilhaft, an Stelle der Matrix der ε_{ik} die reziproke Matrix der δ_{ik} zu verwenden. Mit derselben erhält man zur Berechnung der $7n$ Unbekannten

$$X_i, Y_i, Z_i, x_i, y_i, z_i; Q_i \quad (i = 0, 1, \dots, n-1)$$

an Stelle der Gl. (17)

$$\begin{aligned} X_i &= \sum_{k=1}^n (\mu_k x_0 - x_k - \Delta a_k) \cdot \delta_{ik} \\ Y_i &= \sum_{k=1}^n (\mu_k y_0 - y_k - \Delta b_k) \cdot \delta_{ik} \quad (i=1, 2, \dots, n-1) \\ Z_i &= \sum_{k=1}^n (\mu_k z_0 - z_k - \Delta c_k) \cdot \delta_{ik} \end{aligned} \quad (32)$$

und weiteres

$$\begin{aligned} X_0 &= \frac{2}{3} \cdot \frac{\bar{M} \cos \bar{\varrho}}{h_0} - \sum_{k=1}^n X_k \mu_k \\ Y_0 &= \frac{2}{3} \cdot \frac{\bar{M} \cos \left(\frac{2\pi}{3} - \bar{\varrho} \right)}{h_0} - \sum_{k=1}^n Y_k \mu_k \\ Z_0 &= \frac{2}{3} \cdot \frac{\bar{M} \cos \left(\frac{2\pi}{3} + \bar{\varrho} \right)}{h_0} - \sum_{k=1}^n Z_k \mu_k \end{aligned}$$

Dann stehen noch die n Gleichungen (31) zur Verfügung sowie

$$x_i + y_i + z_i = 0, \quad (\text{Gl. 11})$$

so daß insgesamt $7n$ Gleichungen mit $7n$ Unbekannten zu lösen sind.

Zur Auflösung empfiehlt sich der im folgenden beschriebene Weg durch Iteration.

Wir setzen als erste Näherung in den Gl. (32)

$$x_k = y_k = z_k = 0, \quad (k=0, 1, \dots, n-1)$$

und bestimmen aus diesen Gleichungen

$$X_i^{(0)} = - \sum_{k=1}^{n-1} \Delta a_k \delta_{ik}, \quad Y_i^{(0)} = - \sum_{k=1}^{n-1} \Delta b_k \delta_{ik}, \quad Z_i^{(0)} = - \sum_{k=1}^{n-1} \Delta c_k \delta_{ik}$$

die Näherungswerte $X_i^{(0)}$, $Y_i^{(0)}$ und $Z_i^{(0)}$. Mit diesen Werten werden sodann aus den Gleichungen (31)

ins = i

$$\begin{aligned} x_i^{(0)} &= - \frac{p_i}{(X_i^{(0)} + Q_i^{(0)})^2} + \bar{p}_i (X_i^{(0)} + Q_i^{(0)}) - a_i, \\ y_i^{(0)} &= - \frac{q_i}{(Z_i^{(0)} + Q_i^{(0)})^2} + \bar{q}_i (Y_i^{(0)} + Q_i^{(0)}) - b_i, \\ z_i^{(0)} &= - \frac{t_i}{(Z_i^{(0)} + Q_i^{(0)})^2} + t_i (Z_i^{(0)} + Q_i^{(0)}) - c_i, \\ (x_i^{(0)} + y_i^{(0)} + z_i^{(0)}) &= 0 \end{aligned}$$

die genäherten Werte $x_i^{(0)}$, $y_i^{(0)}$, $z_i^{(0)}$ und $Q_i^{(0)}$ ermittelt. Dies geschieht durch Versuche, indem man für Näherungswerte von $Q_i^{(0)}$ die Werte $x_i^{(0)'}$, $y_i^{(0)'}$, $z_i^{(0)'}$ bestimmt, deren Summe nicht verschwindet, sondern $x_i^{(0)'} + y_i^{(0)'} + z_i^{(0)'} = f_i$ beträgt. Für die Verbesserungen dieser Werte erhält man dann die Gleichung

$$\Delta x_i + \Delta y_i + \Delta z_i + f_i = 0.$$

Nun ist aber

$$\begin{aligned} \Delta x_i &= \left(\frac{2 p_i}{(X_i^{(0)} + Q_i^{(0)})^3} + \bar{p}_i \right) \Delta Q_i = \left(- \frac{2 x_i^{(0)}}{(X_i^{(0)} + Q_i^{(0)})^3} + \bar{p}_i \right) \Delta Q_i = \\ &= p_i^* \Delta Q_i. \end{aligned}$$

Ebenso erhält man

$$\Delta y_i = q_i^* \Delta Q_i, \quad \Delta z_i = t_i^* \Delta Q_i$$

und es ergibt sich als Verbesserung von $Q_i^{(0)}$

$$\Delta Q_i = - \frac{f_i}{p_i^* + q_i^* + t_i^*}.$$

Im allgemeinen wird verlangt, daß die Verschiebungen des Mastes möglichst klein sind, was eine entsprechende hohe Vorspannung der Seile bedingt. Je größer diese ist, um so kleiner sind die waagrechten Knotenverschiebungen und um so besser konvergiert das Iterationsverfahren. In der Regel wird eine einzige Verbesserung genügen, um eine hinreichende Genauigkeit zu erzielen.

Komponente der Seilkraft			
Seil	waagrecht in der Seilebene	waagrecht, senkrecht zur Seilebene	lotrecht
A	$A'_i = X_i + Q_i \mp \frac{U_{i\xi}}{2} \cos \vartheta_i \pm \frac{U_{i\eta}}{2} \sin \vartheta_i$	$A''_i = \pm \frac{U_{i\xi}}{2} \sin \vartheta_i \pm \frac{U_{i\eta}}{2} \cos \vartheta_i$	$A'''_i = (X_i + Q_i) \cot \alpha_i \pm \frac{U_{i\xi}}{2}$
B	$B'_i = Y_i + Q_i \mp \frac{V_{i\xi}}{2} \cos \left(\vartheta_i + \frac{2\pi}{3} \right) \pm \frac{V_{i\eta}}{2} \sin \left(\vartheta_i + \frac{2\pi}{3} \right)$	$B''_i = \pm \frac{V_{i\xi}}{2} \sin \left(\vartheta_i + \frac{2\pi}{3} \right) \pm \frac{V_{i\eta}}{2} \cos \left(\vartheta_i + \frac{2\pi}{3} \right)$	$B'''_i = (Y_i + Q_i) \cot \beta_i \pm \frac{V_{i\xi}}{2}$
	$C'_i = Z_i + Q_i \mp \frac{T_{i\xi}}{2} \cos \left(\vartheta_i - \frac{2\pi}{3} \right) \pm \frac{T_{i\eta}}{2} \sin \left(\vartheta_i + \frac{2\pi}{3} \right)$	$C''_i = \pm \frac{T_{i\xi}}{2} \sin \left(\vartheta_i - \frac{2\pi}{3} \right) \pm \frac{T_{i\eta}}{2} \cos \left(\vartheta_i - \frac{2\pi}{3} \right)$	$C'''_i = (Z_i + Q_i) \cot \gamma_i \pm \frac{T_{i\xi}}{2}$

Seil	Seilkraft
A_i	$A_i^* = \sqrt{A_i'^2 + A_i''^2 + A_i'''^2}$
B_i	$B_i^* = \sqrt{B_i'^2 + B_i''^2 + B_i'''^2}$
C_i	$C_i^* = \sqrt{C_i'^2 + C_i''^2 + C_i'''^2}$

Hat man die Unbekannten X_i , Y_i , Z_i und Q_i ermittelt, so ergeben sich die Komponenten der Seilkräfte in der Windrichtung und senkrecht zu dieser in waagrechter Ebene und die lotrechte Komponente sowie die Seilkraft selbst laut vorstehender Tabelle. Dabei gelten die oberen Vorzeichen für das obere Seilende, die unteren Vorzeichen für das untere Seilende. Für die Seilmitte erhält man die Seilkräfte

$$\frac{X_i + Q_i}{\sin \alpha_i}, \quad \frac{Y_i + Q_i}{\sin \beta_i}, \quad \frac{Z_i + Q_i}{\sin \gamma_i},$$

Die Normalkraft in der Mastachse an der Stelle s (von der Mastspitze gerechnet) im Felde zwischen den Knoten $i-1$ und i ergibt sich mit

$$N_{iPn} = s g + \sum_{k=0}^{i-1} A_k'' + B_k'' + C_k'',$$

wobei g das Eigengewicht des Mastes je Längeneinheit und A_k'' , B_k'' und C_k'' die lotrechten Komponenten der Seilkraft am oberen Seilende entsprechend der vorstehenden Tabelle bedeuten.

Von Prof. Dr. techn. H. Ehß, Graz

Von Prof. Dr. techn. H. Ehß, Graz

Übersicht

$$v = k \cdot J \quad (1)$$
$$p = \gamma \cdot J \quad (2)$$
$$V_C = k J_{kr} = k \cdot 1,0, \text{ also } J = 1,0$$

ein, so folgt als Grundbruchbedingung bei unendlicher Mächtigkeit des Grundwasserträgers

$$\frac{H}{t} = \pi. \quad (5)$$

Es zeigt sich aber, wie später bewiesen wird, daß diese Bedingung auch bei endlicher Mächtigkeit des Grundwasserträgers, und zwar bis zum Verhältnis $t \leq \frac{T}{2}$ noch gültig ist.

Erst wenn die Einschnürung der Stromlinien bei $t > \frac{T}{2}$ erfolgt, ergeben sich für die Grundbruchbedingung zunehmende Werte von

$$\frac{H}{t} > \pi.$$

Da aber dann die Gefahr des sog. Erosionsgrundbruches zunimmt, soll für den gesamten Bereich $t/T = 0$ bis 0,9 Gleichung (5) als Grundbruchbedingung aufrechterhalten bleiben.

Modellversuche zeigen, daß aber schon bei einem Verhältnis von

$$\frac{H}{t} = 2,5 \quad (6)$$

die erste Auflockerung des Bodens im Unterwasser, d. h. die Umlagerung der Bodenkörner beginnt, weil das Erdreich des gesamten unmittelbar an der Spundwand liegenden Stromfadens schon früher, durch den Einfluß der größeren Aufströmungsgeschwindigkeiten im unteren Bereiche, ins freie Gleichgewicht gelangt. Im Pkt. C (Abb. 1) tritt eine Aufwölbung des Bodens ein, während in guter Übereinstimmung mit den rechnerischen Ergebnissen der hydraulische Grundbruch erst bei

$$\frac{H}{t} = \pi \quad (7)$$

erfolgt, indem die Sandoberfläche sich plötzlich hebt und der ganze aufgelockerte Bereich in Bewegung kommt, bis sich der Grundbruch selbst in Form eines Durchbruches der Wassermassen aus der Stauhaltung vollzieht.

Für den gesamten Vorgang ist hier das Verhältnis des an der Spundwandspitze auftretenden Restdruckes h_r (Überdruck) zur vorhandenen Rammtiefe (t) an der Unterwasserseite maßgebend. Der Druckunterschied zwischen B und C, der die Aufströmung der Wasserteilchen verursacht, beträgt im vorliegenden Beispiel

$$h_r = \frac{H}{2},$$

da die Mächtigkeit des Grundwasserträgers vor und hinter der Spundwand gleich groß ist.

Grundbruch tritt somit ein, wenn der Quotient

$$\frac{h_r}{t} = \frac{\pi}{2}$$

ergibt.

Es ist nun zweckmäßig, für dieses Verhältnis den Begriff der sogenannten „Stauung ε “ einzuführen und hierfür allgemein

$$\varepsilon = \frac{h_r}{t} \quad (8)$$

zu setzen.

Zur Abschätzung der Grundbruchgefahr ist dieser Verhältniswert nicht nur im betrachteten Falle, sondern auch in allen anderen Fällen, wie z. B. (Abb. 1) am Wehrboden mit Endschürzen, wo im Unterwasser dieselben Strömungsverhältnisse vorliegen, von maßgebender Bedeutung. An der Spundwand tritt daher Grundbruch ein, wenn die sogenannte „Bruchstauung ε_B “

$$\varepsilon_B = \frac{\pi}{2} \quad (9)$$

erreicht wird.

Es soll aber nun im Nachstehenden gezeigt werden, daß der Wert der Bruchstauung an der Einzelspundwand außerdem noch von der sogenannten „Verbauung oder Einschnürung λ “ abhängig ist:

$$\lambda = \frac{t}{T}. \quad (10)$$

Da die Gl. (4) nur im Bereiche $t < \frac{T}{2}$ bis $\frac{t}{T} = 0$ gilt, sind die in Abb. 2 dargestellten Fälle näher in Betracht zu ziehen.

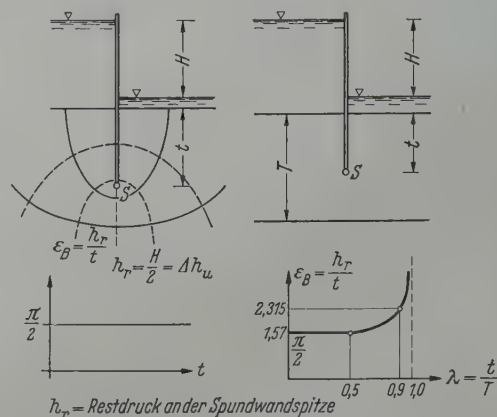


Abb. 2. Strömungsbilder an der Einzelspundwand und die zugehörigen Bruchstauungswerte ε_B in Abhängigkeit von der Mächtigkeit des Strömungsgebietes und der Verbauung λ (Einschnürung).

Bei unendlicher Mächtigkeit des Grundwasserträgers oder wenn die undurchlässige Schicht sehr tief liegt ($t/T \approx 0$), gilt in allen Fällen

$$\varepsilon_B = \frac{\pi}{2}, \lambda = 0.$$

In anderen Fällen ist die ermittelte Bruchstauung $\varepsilon_B = \frac{\pi}{2}$ nur mehr für den Bereich $\lambda \leq 0,5$ gültig.

Rückt daher die Spundwandspitze immer näher an die undurchlässige Schicht heran, d. h. also $\lambda = 0,5$ bis 0,9, dann sind an Stelle der Ergebnisse aus Gl. (4), die von R. Dachler [6] für die Ein- oder Auströmungsgeschwindigkeiten angegebenen Funktionswerte zu setzen.

Diese sind dort bereits für den gesamten Bereich $\lambda = 0$ bis 0,9 in folgender Form gegliedert angegeben.

$$V = \frac{kH}{T} F(\lambda, 0),$$

$\lambda = 0,1 \quad 0,2 \quad 0,3 \quad 0,4 \quad 0,5 \quad 0,6 \quad 0,7 \quad 0,8 \quad 0,9$
 $F(\lambda, 0) = 3,1 \quad 1,6 \quad 1,075 \quad 0,81 \quad 0,64 \quad 0,488 \quad 0,394 \quad 0,316 \quad 0,244$

Es folgen daher die Werte für die Bruchstauung, indem man in gleicher Weise wie bereits gezeigt $v = k \cdot J_{Kr}$ setzt:

$$\frac{H}{t} = \frac{1}{F \lambda} \varepsilon_B = \frac{1}{2 F \lambda}.$$

Tabelle 1.

$\lambda =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$1/2 \varepsilon_B =$	0,32	0,32	0,3225	0,324	0,32	0,2928	0,2758	0,2528	0,218
$2 \varepsilon_B =$			π			3,415	3,63	3,96	4,57
$\varepsilon_B =$			$\pi/2$			1,707	1,815	1,98	2,285

deren Verlauf in Abb. 2 dargestellt ist.

Mit zunehmender Einschnürung tritt also theoretisch der hydraulische Grundbruch erst später ein. Beträgt die Einschnürung $\lambda = 0,9$, d. h. wenn also die Verbauung 90 % der Grundwassermächtigkeit ausmacht, dann erfolgt der Grundbruch bei einer Bruchstauung $\varepsilon_B = 2,285$ ($> \pi/2$). Aber schon aus der theoretischen Herleitung dieses Zusammenhangs geht hervor, daß der Anstieg von ε_B im Abschnitt $\lambda > 0,50$ nicht ausgenutzt werden sollte.

Mit zunehmender Verbauung erstreckt sich nämlich der Bereich der maximalen Aufströmungsgeschwindigkeiten immer weiter in das unterwasserseitige Strömungsgebiet. Die Gefahr des hydraulischen Grundbruches erhöht sich daher, da die in der Natur vorkommenden Bodenartungen nicht mit dem gleichmäßigen Gefüge des Modellandes verglichen werden dürfen. Stets ist mit örtlichen Undichtheiten zu rechnen, die dann bei zu großer Stauung eine frühzeitige Erscheinung des hydraulischen Grundbruches zur Folge haben können.

Auch die Gefahr des sogenannten „Erosionsgrundbruches“ nimmt mit der Stauung zu.

Es soll daher für den gesamten Bereich $\lambda = 0,1$ bis $0,9$ mit einer Bruchstauung

$$\epsilon_B = \frac{\pi}{2}$$

gerechnet werden.

Außerdem ist zu beachten, daß die Gefahr des örtlichen hydraulischen Grundbruches schon mit der Umagerung des Bodengefüges, welches etwa bei einer Stauung von

$$\epsilon_F > 1,0$$

in Modellversuch beobachtet wurde, vorhanden ist. Eine nähere Untersuchung dieser Vorgänge folgt später.

Aus Sicherheitsgründen wird man daher eine Stauung, die in diesem Bereich liegt, bei der Bemessung des Wehrbodens nicht mehr zulassen.

Hinreichend sicher erscheint daher eine Stauhaltung erst, wenn die sog. „zul. Stauung“

$$\epsilon_{zul} = 0,5 \tag{11}$$

eingehalten wird.

Die Grundbruchsicherheit ν beträgt dann

$$\nu = \frac{\epsilon_B}{\epsilon_{zul}} = \pi,$$

während die tatsächlichen Sicherheiten insbesondere für $\lambda > 0,5$ höher liegen (Abb. 3).

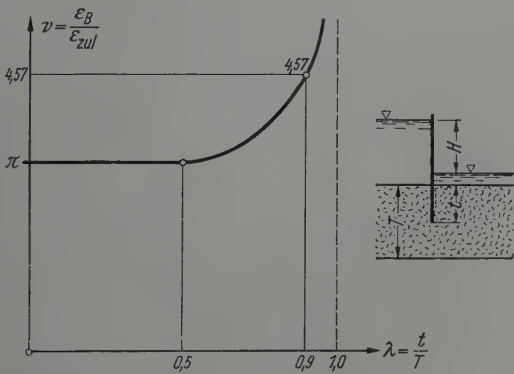


Abb. 3. Der Verlauf der Grundbruchsicherheit ν an der Einzelspundwand in Abhängigkeit von der Einschnürung.

Im Zusammenhange mit den bisher angestellten Betrachtungen stehen nun zwei weitere, in der Praxis bei der Stauhaltung innerhalb von Baugruben zwischen Spundwänden auftretende Strömungsformen des Grundwassers.

In der Abb. 4 sind die Strömungslinien des Grundwassers für enge und weite Baugruben dargestellt. Mit der gegenseitigen Annäherung der Spundwände, also je enger die Baugrube im Verhältnis zur Rammtiefe der Spundwände wird, bekommt das Bild des innerhalb der Spundwände aufsteigenden Grundwassers immer mehr Ähnlichkeit mit einer reinen Parallelströmung. Dies kommt in entsprechender Weise in der Darstellung $\epsilon_B = F\left(\frac{B}{T}\right)$ zum Ausdruck.

Zur näherungsweisen Darstellung dieses Zusammenhanges ziehen wir die näherungsweise vorhandene Analogie des Strom- und Potentialliniennetzes im Auf-

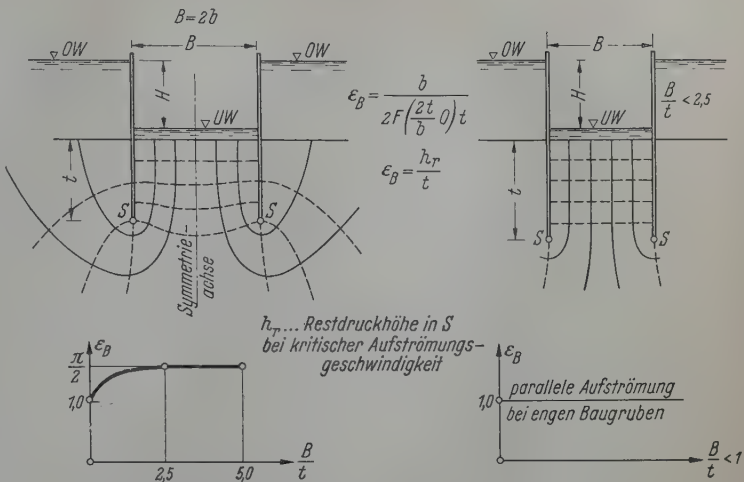


Abb. 4. Darstellung der zunehmenden Grundbruchgefahr bei enger werdenden Baugruben.

strömungsgebiet mit demjenigen, das bei Umströmung einer Platte entsteht, heran.

Für den Fall (Abb. 5a) gibt Dachler die Geschwindigkeitsverteilung unter der Plattenmitte mit

$$v = \frac{k(ho - hu)}{T} \cdot F\left(\frac{B}{T}, \frac{\eta}{T}\right)$$

an, wobei, wie ersichtlich, die größte Geschwindigkeit unmittelbar an der Platte, also für $\eta = 0$, auftritt.

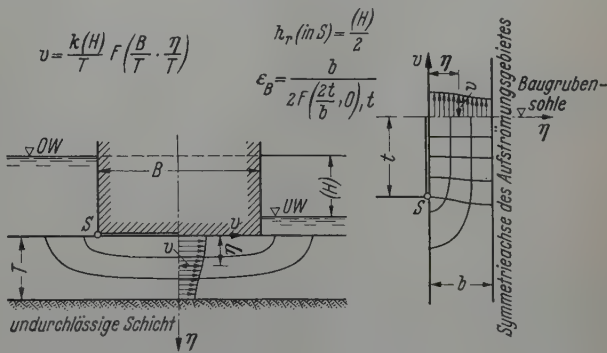


Abb. 5. Das Strömungsbild unter einer ebenen Platte, verglichen mit dem Aufströmungsgebiet innerhalb zweier Spundwände einer Baugrube.

Für $F\left(\frac{B}{T}, 0\right)$ sind folgende Werte angegeben:

$\frac{B}{T} =$	0,2	0,6	1,0	2,0	4,0	5,0
$F =$	3,18	1,05	0,62	0,348	0,206	0,171

Betrachtet man nun, so wie in Abb. 5b angedeutet, nur den Stromlinienverlauf bis zur Plattenmitte, so daß die Achse der Plattenmitte als Randpotentiallinie (freie Austrittsebene) gilt, so stellen die Strom- und Potentiallinien näherungsweise die gleiche, lediglich um 90° verdrehte halbe Bildebene dar, wie die in Abb. 4 dargestellte. Wenn man außerdem sinngemäß $2t = B$, $b = T$ und $(ho - hu) = (H)$ setzt, so ist der Übergang in den neuen Strömungsfall eindeutig bestimmt.

Für $v = k \cdot J_{kr} = k$ folgt dann

$$\left(\frac{T}{H}\right) = F\left(\frac{B}{T}, 0\right),$$

$$\text{somit} \quad \left(\frac{b}{H}\right) = F\left(\frac{2t}{t}, 0\right); \quad \epsilon_B = \frac{h_r}{t} = \left(\frac{H}{2t}\right). \tag{12}$$

Es folgt daher weiter $\frac{b}{2\epsilon_B t} = F$ und mit $\frac{b}{t} = \frac{2}{B/T}$.

$$\epsilon_B = \frac{b}{2Ft}. \tag{13}$$

Tabelle 2.

$\frac{B}{T} =$	0,2	0,6	2,0	4,0	5,0
$\frac{b}{t} =$	10	3,33	1,0	0,5	0,4
$\varepsilon_B =$	$\frac{\pi/2}{1,57 \quad 1,58 \quad 1,34 \quad 1,21 \quad 1,117 \rightarrow 1,0}$				

Der Verlauf der Bruchstauungslinie deutet an, daß die hydraulische Grundbruchgefahr mit der Enge der Baugrube zunimmt.

Unter Aufrechterhaltung einer π -fachen Sicherheit ist für die zul. Stauung, wie in Abb. 4 angegeben, bei engen Baugruben

$$\varepsilon_{zul} = \frac{1,0}{\pi} = 0,313$$

anzunehmen und erst bei einem Mindestabstand von $B/t > 2,5$ ergibt sich $\varepsilon_{zul} = 0,5$, entsprechend den früher ermittelten Ergebnissen.

Durch die enge Spundwandstellung wird also eine wesentliche Erhöhung des relativen Spitzendrucks h_r bewirkt, der durch den Einfluß des Rückstaus der einander gegenüberliegenden Grundwasserströmungen entsteht.

An dieser Stelle sei auf die aus der hier vorgezeigten Betrachtungsweise zur Behandlung von Grundwasseraufgaben hervorgehenden Vorteile hingewiesen. Bei festen Gebietsgrenzen kann bekanntlich das Bild der Strom- und Potentiallinien einfach zeichnerisch bestimmt werden. Danach läßt sich mit hinreichender Genauigkeit der relative Spitzendruck (h_r) an der Spundwandspitze und daher die vorhandene Stauung leicht bestimmen.

Auch den Modellversuchen ist ein klarer Weg vorgezeichnet, da es nun nur mehr darauf ankommt, für bestimmte Randbedingungen die theoretisch ermittelten Bruchstauungswerte nachzuweisen.

Auch am bestehenden Bauwerk könnte, durch den Einbau von Standrohren, die laufende Beobachtung des Sicherheitsgrades gegen den hydraulischen Grundbruch, insbesondere zu Zeiten der kolkbildenden Durchflüsse, durchgeführt werden.

Danach wäre es möglich, zeitgerecht entsprechende Sicherheitsmaßnahmen zu treffen, ehe die Kolkteufen Werte erreichen, welche die Stauungsverhältnisse bereits in den Bereich der Gefahrenzone führen und die zumeist lang andauernde Bildung des Erosionsgrundbruches fördern.

B. Das Druckstauungsdiagramm

Der zulässige Stauungsbereich, innerhalb welchem das Darcysche Filtergesetz gültig ist, ist wesentlich durch das lineare Verhältnis zwischen Stauhöhe und Spitzendruck

definiert. Es entspricht dies in analoger Form dem Elastizitätsgesetz (Hooke) der Festigkeitslehre.

Die entsprechende Analogie wurde in Abb. 6 dargestellt.

Setzt man wieder für die Geschwindigkeit des austretenden Grundwassers an der Spundwand in der Unterwasser-Sohlebene

$$V = \frac{kH}{T} F(\lambda, 0) = kJ,$$

so lautet die Gleichung für den Strömungsdruck

$$p_d = \gamma \frac{H}{T} \cdot F(\lambda, 0).$$

Es handelt sich hier um eine auf die Volumeneinheit bezogene Massenkraft, welche das Unterwassergewicht der Bodenteilchen an der Bodenoberfläche, unmittelbar an der Spundwand, durch den Strömungsdruck verringert und mit zunehmender Stauung eine Auflockerung bewirkt. Führt man nun in Gleichung (13) die Stauung ein, so lautet diese

$$p_d = \gamma \cdot \frac{2hr}{T} F(\lambda, 0) = \gamma \cdot \frac{2hr}{t} \lambda F(\lambda, 0),$$

$$p_d = \gamma \cdot \varepsilon \cdot 2 \lambda F(\lambda, 0). \quad (14)$$

Es ist nun naheliegend, im Sinne der Analogie zur Festigkeitslehre

$$E = 2 \gamma \lambda F(\lambda, 0)$$

zu setzen und hierfür die Bezeichnung „Formmodul E “ zu wählen, so daß obige Gleichung in nachstehende Form übergeht:

$$p_d = \varepsilon \cdot E. \quad (15)$$

Der Formmodul ist nur von der Einschnürung λ abhängig und nimmt lt. Tab. 1 oben folgende Werte an:

Tabelle 3.

$\lambda = 0,1$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$E = 0,64$	0,64	0,64	0,64	0,64	0,586	0,552	0,505	0,437
$1/\pi/2$								

Da nun aus Sicherheitsgründen, wie bereits hingewiesen, der Anstieg der Bruchstauungswerte nicht ausgenutzt werden soll, so gilt auch hier die Bezeichnung

$$E = 1/\pi/2 [t/m^3] \quad (16)$$

für den Formmodul an einer Einzelspundwand als Festwert für den gesamten Bereich von λ . Bei einer reinen Parallelströmung lt. Abb. 4 ist

$$p_d = \gamma \cdot J = \gamma \frac{hr}{t} = \gamma \cdot \varepsilon \cdot 1,0 = \varepsilon \cdot E$$

und man erhält daher den Formmodul der Parallelströmung mit dem konstanten Wert

$$E = 1,00. \quad (17)$$

Der Grundbruch erfolgt bei einer Stauung $\varepsilon_B = 1,0$. Die Bildung des sog. Fließandes in der Baugrube ist hierfür charakteristisch. Mit Erreichen des Fließzustandes erfolgt gleichzeitig auch der hydraulische Grundbruch. Bekanntlich tritt der kritische Strömungsdruck für den hydraulischen Grundbruch an der Einzelspundwand bei $\varepsilon_B = \pi/2$ ein. Somit also folgt hierfür

$$p_{d, \text{krit}} = \varepsilon_B \cdot E = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{1}{\pi/2} = 1,0 t/m^3.$$

Der gleiche Wert ergibt sich auch bei der reinen Parallelströmung. Dort ist jedoch $\varepsilon_B = 1,0$ anzunehmen.

Hiermit kann festgestellt werden, daß jede beliebige Strömungsform innerhalb fester Gebietsgrenzen einen bestimmten Formmodul E besitzt, der sich auf den Strömungsdruck am Rande des Strömungsgebietes beziehen läßt.

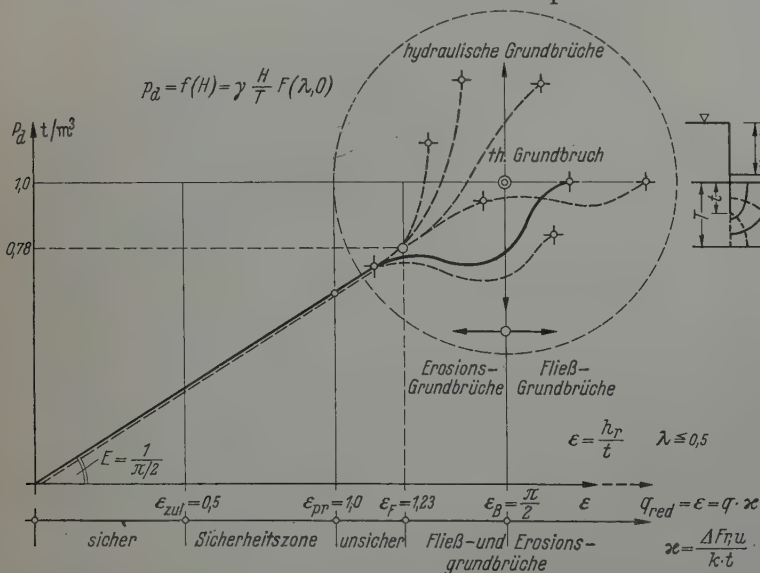


Abb. 6. Das Druckstauungsdiagramm.

Weiter kann gezeigt werden, daß es in Übereinstimmung mit dem versuchstechnischen Verfahren der Festigkeitslehre auch im vorliegenden Falle eine Modellanordnung gibt, welche die Bestimmung des kritischen Staudruckes in Laboratoriumsversuch gestattet. Der Strömungsbereich innerhalb fester Gebietsgrenzen wird bei einer ebenen Potentialbewegung von zwei Niveaulinien φ_1 und φ_2 und von zwei Stromlinien ψ_1 und ψ_2 begrenzt. Im Aufströmungsgebiet an der Einzelspundwand sind die Randpotentiallinien durch die Unterwassersohle φ_2 und durch den freien Querschnitt unter der Spundwand φ_1 gegeben. Die unterwasserseitige Spundwandebene ψ_1 und die un durchlässige Schicht ψ_2 stellen die Randstromlinien des Strömungsbereiches dar.

Der Strömungsbereich steht unter dem Einfluß einer Niveaudifferenz ($\varphi_1 - \varphi_2$) und wird von der Flüssigkeitsmenge ($\psi_1 - \psi_2$) durchströmt. Für die Übertragung dieses Zusammenhanges auf die Grundwasserbewegung gilt daher die Beziehung

$$\frac{Q}{k(h_1 - h_2)} = \frac{\psi_1 - \psi_2}{\varphi_1 - \varphi_2}.$$

Daraus folgt im vorliegenden Falle

$$Q = k \cdot h_r \frac{\psi_1 - \psi_2}{\varphi_1 - \varphi_2}.$$

Dies besagt, daß der Durchfluß verhältnisgleich ist der Durchlässigkeit des Bodens sowie dem für den betrachteten Bereich wirksamen Standrohrspiegelunterschied und dem Faktor

$$\Delta_F = \frac{\psi_1 - \psi_2}{\varphi_1 - \varphi_2}, \tag{18}$$

der die Form des Strömungsbereiches kennzeichnet. Dieser Faktor wurde von R. Dachler als „Formfaktor“ des Strömungsbereiches bezeichnet. Aus Gl. (18) folgt für den Stauungsfaktor ε die Beziehung

$$\varepsilon = \frac{Q}{k} \cdot \frac{\Delta F_r}{t} \quad \text{Modellgleichung,} \tag{19}$$

wobei ΔF_r als sog. „Reziproker Formfaktor“ des unterwasserseitigen Strömungsbereiches an der Spundwand eingeführt wurde.

Gleichung (19) gestattet die unmittelbare Bestimmung des Staufaktors im Modellversuch aus der Beobachtung der im stationären Zustand gemessenen Sickerwassermenge q . Sie soll daher die Bezeichnung Modellgleichung erhalten.

In der Abb. 6 wurde jene Stauung, wo der lineare Zusammenhang der Druckstauungslinie aufhört, mit ε_F (Fließbeginn) bezeichnet. Es zeigt sich insbesondere auch im Modellversuch, daß der Stauungsbereich, innerhalb welchem das Darcysche Filtergesetz gültig ist, auch durch das lineare Verhältnis zwischen Stauhöhe und Spitzendruck (h_r) festgestellt werden kann. Diesem Bereich schließt sich in charakteristischer Weise die sog. „Fließzone“ an, in welcher die Umordnung des Bodengefüges erfolgt und die Stauhöhe so weit gesteigert werden kann, bis die Bruchstauung erreicht wird. In diesem Bereich treten wesentlich höhere Durchflüsse auf, und die Stauhöhe kann nur mehr mäßig erhöht werden. Nur bei sehr feinen Sanden wird ein Fließbeginn festgestellt, und es erfolgt der Grundbruch an der Stelle $\varepsilon_B = \pi/2$ mit der vollen theoretischen Stauhöhe. Mit dem im Diagramm eingezeichneten Störungskreis soll ausgedrückt werden, daß, wie in zahlreichen Versuchen beobachtet werden konnte, der praktische Wert der Bruchstauung nicht unbedingt mit dem theoretischen Wert übereinstimmen muß. Es hängt dies naturgemäß mit der Änderung der Lagerverhältnisse des Bodens im Fließzustand zusammen.

Erfolgt während der Umordnung der Bodenteilchen keine weitere Stauerhöhung, so wird der Gleichgewichtszustand hergestellt, indem sich im engeren Bereiche an der Spundwand die Teilchen so verlagern, daß sie der Strömung den geringsten Widerstand entgegensetzen, wobei der Durchfluß ständig ansteigt. Das Porenvolumen wird örtlich vergrößert, und an der Oberfläche (unmittelbar an der Spundwand) wölbt sich der Boden auf. Es werden feinere Bestandteile hochgespült und abgelagert. An der Stauseite unmittelbar an der Spundwand bildet sich vielfach ein Einsenkungstrichter, dessen Volumen aber kleiner ist als der Zuwachs im Unterwasser. Der kritische Gleichgewichtszustand (Fließzustand) wird offenbar schon vor Erreichung der Bruchstauung gestört. Da dies, wie man einfach beweisen kann, bei $\varepsilon_F > 1,00$ der Fall ist, wurde ε mit dem Index „F“ eingeführt.

Es soll nun nachstehend, angeregt durch Herrn Prof. Armin Schoklitsch, im Gegensatz zur Gleichgewichtsbedingung für die Bruchstauung aus dem kritischen Strömungsdruck im Unterwasser der Fließzustand für den Strömungsbereich einer ganzen Stromröhre an der Spundwand untersucht werden. Denn offenbar wird der Fließzustand in dem Augenblick erreicht, wenn der gesamte Strömungsdruck (Σp_d) im Bereiche einer Stromröhre das Unterwassergewicht $G_u = (G - A)$ der Bodenteilchen dieser Stromröhre gerade aufhebt.

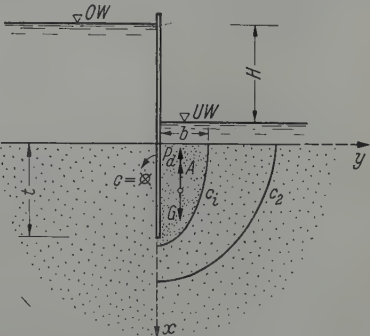


Abb. 7. Die wirksamen Kräfte im engeren Bereiche zwischen Stromlinie und Spundwand. — A Auftrieb; G Gewicht der Bodenteilchen einer Stromlinie; C_i Parameter der Stromlinien; P_d Strömungsdruck im Bereiche einer Strömungslinie.

$$G_u = P_d, \\ P_b = \sum_F p_d = \gamma \int_F \int J \, dx \, dy.$$

Für die linke Seite der Gleichung gilt:

$$G_u = (1 - \varepsilon) (\gamma_s - \gamma) \int_F \int dx \, dy.$$

Es folgt daher die Bedingungsgleichung für den Gleichgewichtszustand:

$$(1 - \varepsilon) (\gamma_s - \gamma) \int_F \int 1 \cdot dx \, dy = \gamma \int_F \int J \, dx \, dy \cdot 1.$$

Für den Bereich F ist das System konfokaler Ellipsenscharen, deren unterer Brennpunkt in der Spundwandspitze liegt, maßgebend:

$$\frac{x^2}{t^2 \cdot \cosh^2 c} + \frac{y^2}{t^2 \cdot \sinh^2 c} = 1$$

oder

$$y = t \cdot \sinh c \sqrt{1 - \left(\frac{x}{t}\right)^2 \cdot \frac{1}{\cosh^2 c}}.$$

Das Doppelintegral der linken Gleichungsseite lautet daher mit

$$m = \frac{1}{\cosh^2 c} \\ \int_F \int dx \, dy = \int_0^t t \cdot \sinh c \sqrt{1 - \left(\frac{x}{t}\right)^2 \cdot m} \cdot dx$$

und geht in folgende Form über:

$$\iint_F dx dy \cdot 1 = \frac{1}{2} \cdot t^2 \cdot \sinh c \left(\tanh c + \cosh c \cdot \arcsin \frac{1}{\cosh c} \right).$$

Zur Vereinfachung des Doppelintegrals der rechten Gleichung ersetzt man mit hinreichender Genauigkeit das veränderliche Gefälle J innerhalb der engen Stromröhre ($c \rightarrow 0$) an der Spundwand durch die Gleichung für das Gefälle an der Spundwand ($y = 0$) selbst.

$$J = \frac{H}{\pi \cdot t} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{x}{t}\right)^2}}.$$

Es folgt daher

$$\begin{aligned} \iint_F J dx dy &= \int_0^t \frac{H}{\pi \cdot t} \cdot \frac{\sqrt{1 - \left(\frac{x}{t}\right)^2} \cdot m}{\sqrt{1 - \left(\frac{x}{t}\right)^2}} \cdot t \sinh c dx = \\ &= \frac{H}{\pi} \sinh c \int_0^t \frac{\sqrt{1 - m \left(\frac{x}{t}\right)^2}}{\sqrt{1 - \left(\frac{x}{t}\right)^2}}. \end{aligned}$$

Setzt man nun $x/t = \tau$, so geht das Integral in die Form eines elliptischen Integrals zweiter Gattung mit dem Modul $k = m$ über:

$$\iint_F J dx dy = \frac{H \cdot t}{\pi} \cdot \sinh c \cdot E \left(\frac{1}{\cosh^2 c}, \tau \right).$$

Führt man nun beide Ergebnisse in die Gl. (17) ein, so folgt

$$(1 - \varepsilon) (\gamma_s - \gamma) \frac{1}{2} \cdot t^2 \sinh c \left[\tanh c + \cosh c \cdot \arcsin \left(\frac{1}{\cosh c} \right) \right] \cdot \frac{1}{E \left(\frac{1}{\cosh^2 c}, \tau \right)}.$$

Weiter gilt

$$\frac{H}{t} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{(1 - \varepsilon) (\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \left[\tanh c + \cosh c \cdot \arcsin \left(\frac{1}{\cosh c} \right) \right] \cdot \frac{1}{E \left(\frac{1}{\cosh^2 c}, \tau \right)}.$$

und für die Fließstauung

$$\varepsilon_F = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{(1 - \varepsilon) (\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \left[\tanh c + \cosh c \cdot \arcsin \left(\frac{1}{\cosh c} \right) \right] \cdot \frac{1}{E \left(\frac{1}{\cosh^2 c}, \tau \right)}.$$

Aus obiger Gleichung folgt die Fließstauung, und zwar mit zunehmender Genauigkeit für Werte von $c \rightarrow 0$

$$\lim_{c \rightarrow 0} \varepsilon_F \rightarrow 1,23. \quad (20)$$

Für enge Stromfäden unmittelbar an der Spundwand kann weiter angenommen werden, daß die Verteilung der Aufströmungsgeschwindigkeiten nahezu die gleiche ist wie an der Spundwand selbst.

Gleichung (20) stellt das eigentliche Kriterium des hydraulischen Grundbruches dar. Unter dem Einfluß des inneren Reibungswiderstandes im Boden tritt der eigentliche hydraulische Grundbruch tatsächlich erst später auf. Es zeigt sich allerdings eine gute Übereinstimmung mit der in zahlreichen Modellversuchen festgestellten Bruchstauung $\varepsilon_B = \pi/2$, welche aus dem Gleichgewichtszustand der obersten Bodenschicht an der Spundwand errechnet wurde. Aus zahlreichen Versuchen konnte einwandfrei die Übereinstimmung des Fließbeginns mit Erreichen des ge-

nannten Gleichgewichtszustandes eines Stromfadens beobachtet werden.

Durch den Einfluß der Reibungskräfte, welche bisher nicht in Rechnung gestellt wurden, kann die Stauung noch weiterhin zunehmen. Daher ist auch noch ein weiterer Gleichgewichtszustand möglich. Bei einer im gesamten Strömungsgebiet vorhandenen Parallelströmung wird hingegen ($\varepsilon_B = 1,0$), da der Strömungsdruck überall gleich groß ist, eine Stabilisierung nur noch durch Reibungskräfte, die an den Gebietsrändern auftreten, erreicht werden.

Wird die Stauung an der Einzelspundwand bis $\varepsilon_B = \pi/2$ gesteigert, so tritt der kritische Strömungsdruck, wie erwähnt, an der Oberfläche auf. Der Strömungsdruck nimmt mit der Tiefe zu. Es ist daher im weiteren Bereich das Unterwassergewicht der Bodenteilchen überwunden und es sind nur mehr die Reibungskräfte als Ausgleich vorhanden. Diese werden aber rasch abgebaut, so daß der Grundbruch zumeist schon vor dem durch den Oberflächen-gleichgewichtszustand definierten Bruchstauungswert erfolgt.

Wird die Fließgrenze aber gerade nur überschritten, so dauert der Vorgang länger an, weil die Umordnung der im sog. labilen Zustand befindlichen Bodenteilchen erst von der Spundwandspitze, wo bekanntlich die Strömungsgeschwindigkeit theoretisch unendlich groß ist, nach außenwärts schreitet und mit zunehmender Auflockerung die Stauung bei vermehrtem Wasserandrang etwas absinkt. Die Strömung erfolgt dann nicht mehr laminar, und es kann der Einfluß der Trägheitskräfte so zunehmen, daß der sog. Erosionsgrundbruch entsteht.

Zusammenfassend können zwei Zustände als für den Bruchzustand charakteristisch bezeichnet werden:

Der Beginn des Fließstadiums, das von der Spundwand ausgeht und sich anfangs nur über den engeren Bereich der an diese unmittelbar anschließenden Stromröhre erstreckt. Im Zustand der Fließstauung wird das Eigengewicht des Bodens durch Auftrieb und Strömungsdruck gerade aufgehoben.

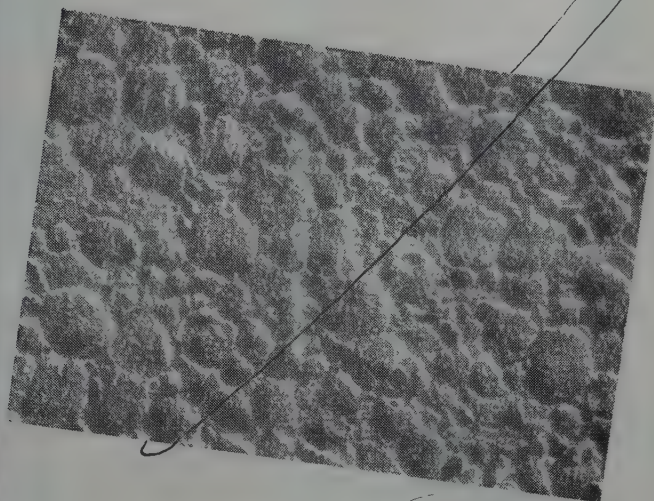
In den oberen Schichten überwiegt das Eigengewicht, während in den unteren Schichten Auftrieb und Strömungsdruck überwiegen. Die innere Reibung der Bodenteilchen an den Nachbarstromflächen mit kleineren Strömungsdrücken stabilisiert den Fließzustand, ebenso die hierbei vor sich gehende Auflockerung des Bodens, wodurch zur Folge der örtlichen vergrößerten Durchlässigkeit die Stauung absinkt. Die Ursache des im Modellversuch manchmal bei rascher Anstauung zu beobachtenden plötzlichen Fließbruches ist danach grundsätzlich geklärt.

Wird nun aber die Stauhöhe über die Fließstauung erhöht, so ist dies nur so weit möglich, als die passiven Reibungskräfte der Bodenteilchen ausreichen, um das Gleichgewicht herzustellen.

Nach den bisherigen Untersuchungen sei nun auf die in Abb. 6 im Diagramm der Druckstauungslinie angegebenen charakteristischen Festwerte hingewiesen, welche Begriffe schon aus der Festigkeitslehre bekannt sind.

Es läßt sich jeder Versuch an der Einzelspundwand auf die Druckstauungslinie reduzieren. Bis zur Fließgrenze bzw. bis zur mit $\varepsilon_p = 1,0$ angenommenen Proportionalitätsgrenze sind unabhängig von $\lambda \leq 0,5$ sämtliche Druckstauungslinien mit der Neigung $E = \frac{1}{\pi/2}$ einzu-

tragen. Die Fließgrenze wird unabhängig von der Spundwandlänge mit der gleichen, auf die Spundwandlänge bezogenen Restdruckhöhe h_r , d. h. Fließstauung erreicht. Im Versuch mißt man daher neben der Größe des auftretenden Überdruckes an der Spundwandspitze auch die dazugehörige durchsickernde stationäre Wassermenge. An der Abszissenachse wird neben der reduzierten Restdruckhöhe



„Federgewicht“ unter den Kunststoffen

Ein Kubikmeter aufgeschäumtes [®]STYROPOR – des mikroporösen Kunststoffes der BASF – wiegt etwa 20 kg. Dabei ist dieses „Federgewicht“ nicht etwa schwach auf den Beinen; es zeichnet sich durch gute Stabilität aus. So können zum Beispiel Bauplatten aus STYROPOR während des Verlegens begangen werden.

Schaumstoffe aus STYROPOR bieten auch einen ausgezeichneten Schutz gegen Winterkälte und Sommerhitze. Die Wärmeleitfähigkeit beträgt 0,027 kcal/mh °C bei 20° C, Rechenwert nach DIN 4108 im Bauwesen 0,035 kcal/mh °C bei +10° C, die Trittschalldämmung einer 1 cm starken STYROPOR-Platte 13–15 Phon – je nach Aufbau der Massivdecke.

STYROPOR bietet viele Vorteile: geschlossenzellig, ausgezeichnete isolierende Eigenschaften sowohl thermisch als auch akustisch, sehr geringes Gewicht (spez. Gewicht 0,02 g/cm³), sehr niedrige Wasseraufnahme, leicht zu verarbeiten, beständig gegen Säuren und Laugen, kein Nährboden für Schimmel- und Fäulnispilze, schwer entflammbar.

Die BASF
liefert den Rohstoff STYROPOR.
Auf Wunsch senden wir Ihnen gern
Anschriften von Verarbeiterfirmen.
Senden Sie uns bitte diesen Kupon. ▶

BASF

2070



Badische Anilin- & Soda-Fabrik AG
AAA-WERBUNG LUDWIGSHAFEN AM RHEIN

A 3

Wir interessieren uns für STYROPOR
und bitten um Anschriften von Verarbeiterfirmen.

Name:

Anschrift:

Beruf oder Firma:



30% Zeitersparnis

machen DELMAG-Dieselbären schnell bezahlt. Der zusätzliche Vorteil geringer Eigengewichte, robuster Bauart und enormer Schlagenergie ermöglicht einen rationellen Einsatz der Geräte auch auf kleinen Baustellen. DELMAG-Dieselbären benötigen keine Dampfkessel, keine Kohle, kein Wasser und keine Kompressoren; sie arbeiten wirtschaftlich und zuverlässig nach dem Prinzip der Schlagzerstörung mit niedrigem Dieselkraftstoffverbrauch. In über 52 Ländern werden DELMAG-Dieselbären für alle Arten von Pfahl- und Spundwand-Rammungen mit nachweislich bestem Erfolg eingesetzt.

Fordern Sie ausführliche Unterlagen an.

DELMAG

DELMAG-Maschinenfabrik · Reinhold Dornfeld · Eßlingen a. N.

EXZENTER-KUPPLUNGEN

STAHLROHRGERÜSTE

HICO

SCHALUNGSTRÄGER

Schmiedag
AKTIENGESELLSCHAFT HAGEN (WESTF.)

ich die Wassermenge x aufgetragen. Letztere jedoch wird ebenfalls mit dem Faktor x der Modellgleichung auf

$$q_{red} = q \frac{\Delta F_{r,u}}{k \cdot t} = q \cdot \kappa \approx \varepsilon$$

erzerrt. Der Verzerrungsfaktor stellt einen Festwert dar. Die Werte q_{red} und ε stimmen daher bis zur Proportionalitätsgrenze miteinander überein. Mit Überschreiten der Fließgrenze aber hört der lineare Zusammenhang auf. Es nimmt bekanntlich die Durchflußmenge zu und die für den Strömungsdruck maßgebende Restdruckhöhe ab, bis jeder eine weitere Steigerung der Stauung möglich ist (aufwölbung im Unterwasser und Auflockerung), welche schließlich zum Grundbruch führt.

Es ist naheliegend, daß bei diesem Vorgang die festgestellten Bruchstauungswerte in den einzelnen Versuchen nicht unbedingt mit dem theoretisch festgelegten Wert übereinstimmen müssen, sondern es genügt, daß sie im angegebenen Bereich liegen.

Da nun bei der Gründung von Stauanlagen auf durchlässigem Erdreich, wie schon in Abb. 1 hingewiesen, an der Unterwasserseite ähnliche Strömungsverhältnisse herrschen wie an der Einzelspundwand, ist die auftretende Restdruckhöhe an der unterwasserseitigen Spundwandspitze, im Sinne der in Abb. 6 dargestellten Druckstauungslinie, von maßgebender Bedeutung.

Wenn in den Fällen der reinen Parallelströmung oder der Umströmung einer Einzelschürze der hydraulische Grundbruch unmittelbar nach Eintreten der kritischen Gleichgewichtszustände beobachtet werden kann, so liegt es daran, daß bei beiden Strömungsformen im Modellversuch durch die Steigerung des Gefälles im Zuströmungsgebiet sehr rasch die unmittelbare Verbindung des Stauwassers mit dem Unterwasser hergestellt wird und die Trägheitskräfte bedeutenden Einfluß auf die Bewegungsvorgänge nehmen. Es ist also stets darauf zu achten, daß die Stauungsverhältnisse im Unterwasser nicht zu Fließvorgängen führen, die von der Spundwandspitze ausgehen und sich vorerst nur an der Spundwand selbst abspielen. Solange der Spitzendruck mit der Stauhöhe linear ansteigt, zeigt der durchsickernde Boden keine Veränderung.

An Stauanlagen, welche die vorgeschriebene Sicherheit besitzen, ist daher die Sickergeschwindigkeit des Grundwassers beschränkt. Vielfach kann durch die Einschränkung der Geschwindigkeit auch in solchen Fällen, wo das Bodengefüge zufolge seiner Grobporigkeit turbulente Strömungsgebiete aufweisen würde, noch immer laminare Strömung vorherrschen.

Die Forderung nach einer bestimmten Sicherheit muß daher auch durch eine entsprechende Vergrößerung des Strömungsgebietes erfüllt werden.

Bei Stauanlagen mit Wehrböden (Tosbecken) befinden sich zwischen Stauraum und Unterwasser weitere Strömungsgebiete. Es liegt im Strömungsgebiet ein gewisses Sicherheitspotential vor, welches die Gefahr des unmittelbar auftretenden hydraulischen Grundbruches abmindert, nicht aber jene des Erosionsgrundbruches, da dieser außerdem noch durch die an der unterwasserseitigen Spundwand absinkende Kolksohle besonders gefördert wird.

Da die Kenntnis der Strömungsvorgänge an der Einzelspundwand von großer Wichtigkeit für praktische Stauaufgaben ist, wurden vom Verfasser Versuche durchgeführt, welche im nächsten Abschnitt näher beschrieben werden sollen.

C. Versuchsweise¹ Bestimmung der Fließ- und Bruchstauungswerte an der Einzelspundwand und Feststellung der sog. „hydraulischen Grundbruchsicherheit“

Um eine praktische Bestätigung der analytisch ermittelten Festwerte des Druckstauungsdiagrammes zu erhalten, wurden vom Verfasser in einem Versuchsgerinne der Techn. Hochschule Graz (Abb. 8) etwa 500 Versuche zur Beobachtung des hydraulischen Grundbruches bei der Spundwandunterströmung durchgeführt².

Das 25 cm breite, 80 cm hohe und 4 m lange Versuchsgerinne war derart ausgestattet, daß im Stauversuch neben der Stauspiegelhöhe auch die Drücke an der Spundwandspitze, und zwar an drei Stellen, durch Standrohrspiegelablesungen festgestellt werden konnten. Bei den Versuchen wurden drei Bodenarten mit verschiedenen Kornzusammensetzungen verwendet. Die Sieblinien sind in Abb. 9 dargestellt.

Der Sand A setzt sich hauptsächlich aus feineren Bestandteilen zusammen, während die Sandsorten B und C mit geringeren Feinanteilen mittel- bzw. grobkörnige Gefüge aufwiesen. Das Porenvolumen der Sandsorten ändert sich je nach Art der Einbringung zwischen 0,358 und 0,432.



Abb. 8. Das Versuchsgerinne.

¹ Die Fa. Ast u. Co Ingenieure-Graz hat in dankenswerter Weise die Versuchsanlage eingerichtet.

² Die Versuchsdurchführung wurde von Herrn Prof. Schaffernak ständig überprüft.

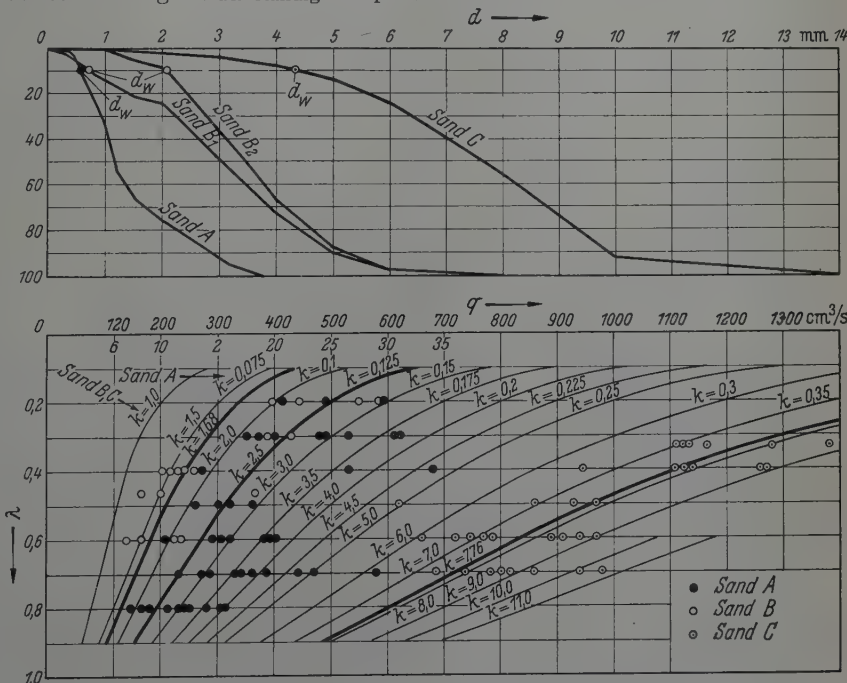


Abb. 9. Sieblinien und Durchlässigkeitsfaktoren der in den Modellversuchen verwendeten Sandsorten A, B und C (B₁ am Beginn, B₂ am Ende der Versuche).

Die Einbringungstiefen schwankten zwischen 10 bis 25 cm. In den einzelnen Versuchsserien wurden Einschnürungsverhältnisse der Modellspundwand bei gleichbleibender Dicke des Bodens zwischen $\lambda = 0,1$ bis $0,9$ verändert.

Im Laufe der Versuche haben sich die Durchlässigkeiten der Sandsorten verändert. Der Durchlässigkeitsfaktor k nach Darcy wurde durch ständige Messungen der durchfließenden Wassermengen bestimmt. Mit Hilfe der Modellgleichung (16) wurde das Netz parametrischer Kurvenscharen in Abb. 9 mit dem Durchlässigkeitsfaktor k als Parameter in Abhängigkeit von der Einschnürung λ und dem Durchfluß q aufgetragen.

Die aus den Versuchen mit den drei Sandsorten ermittelten Durchlässigkeitswerte wurden in charakteristischer Weise in das Parameternetz eingetragen. Für den Versuchssand A erhielten die Kurvenscharen zufolge der geringen Durchlässigkeitswerte eine eigene Parameterbezeichnung, welche ein Zwanzigstel für die Sande B und C beträgt. Die drei stark angezogenen Parameterkurven beschreiben die mittleren Durchlässigkeitsziffern der Sandsorten nach der Näherungsformel für gemischt-körniges Material

$$k_m = 40 \cdot d_w^2$$

d_w bezeichnet den wirksamen Korndurchmesser, der das Gesamtgewicht einer Bodenprobe in 10 % feineres und 90 % gröberes Korn teilt. Die Voraussetzung laminarer Bewegung, also kleine Reynoldssche Zahlen, waren bei den Sanden A und B erfüllt. Hingegen aber konnte man bei den Versuchen mit dem Grobsand C die Turbulenz des Strömungsvorganges schon bei geringerem Druckgefälle beobachten. Es muß aber festgestellt werden, daß die Versuchsergebnisse immer noch hinreichend genau den praktisch zu erwartenden Ergebnissen entsprechen.

Bis zur stationären Bewegung des Wassers im Versuchsschleuse (infolge eines Druckhöhenunterschiedes) müssen stets Durchflußmessungen durchgeführt werden. Ein besonderes Merkmal der laminaren Strömung bei der Versuchsdurchführung ist aber auch die Proportionalität zwischen Stauung und sekundlicher Durchflußmenge (Abb. 6).

Von allen mit den Sandsorten durchgeführten Versuchen werden daher jene Ergebnisse beschrieben, welche sich auf die beiden charakteristischen Stauungswerte der Druckstauungslinie Abb. 6 beziehen. Es sind dies die beobachteten Fließ- und Stauungswerte an der Einzelspundwand bei veränderten Einschnürungsverhältnissen λ des Grundwasserträgers.

Zur Darstellung der Versuchsergebnisse über die beobachteten Bruchstauungswerte sind in den Abb. 10 a— auf der Ordinatenachse die tatsächlich beobachteten und auf die Strömungstiefe T bezogenen Bruchstauungshöhen (H_B/T) jene Stauhöhen, bei denen im Versuch der Grundbruch erfolgte, aufgetragen worden. In gleicher Weise geschah dies auch an der Abszissenachse, welche die tatsächlichen Bruchstauungswerte ε_B und zwar auf Grund der im Bruchzustand gemessenen Spundwandspitzendrücke darstellt. Durch diese Annahme wurde Rücksicht auf die mögliche Streuung der Versuchsergebnisse genommen, welche aus der eventuellen Verschiedenheit der Durchlässigkeit des Bodens vor und hinter der Spundwand hervorgeht.

In der gewählten Koordinatenebene liegen für jeden Wert von λ die theoretischen Bruchstauungspunkte fest. Sie wurden durch Achsenkreuze hervorgehoben, in deren Schnittpunkten, jedem λ entsprechend, ein eigenes Darstellungssymbol für den theoretischen Grundbruch angedeutet ist. Die Streuung der Versuchsergebnisse um diese theoretischen Punkte ist hierdurch leicht zu erkennen.

Es ist bemerkenswert, daß die Versuchsergebnisse, unabhängig von den jeweils gewählten Sandsorten und deren Einbringungstiefe, die Gültigkeit des Begriffs der sog. „Stauung ε “ bestätigen.

Wie ersichtlich, liegen jene Versuche, bei welchen der Bruchvorgang durch Erosion oder Fließen erfolgte, im Bereich $\varepsilon_F = 1,23$.

Mit der Wahl des Sicherheitskoeffizienten $\nu = \pi$ erscheint daher nicht nur die theoretische Annahme als richtig bestätigt, sondern auch, wie die Ergebnisse zeigen, der Wert $\varepsilon_{zul} = 0,5$ praktisch begründet.

Jedes zu einem bestimmten theoretischen Bruchstauungspunkt gezeichnete Achsenkreuz teilt die Bildebene in vier Quadranten. Nur wenn die Durchlässigkeitsverhältnisse vor und hinter der Spundwand durchweg gleich sind, steigt der relative Spitzendruck an der Spundwandseite genau mit dem halben Wert der zunehmenden Stauhöhe. Wird die Fließstauung überschritten, so ändert sich die Durchlässigkeit des Bodens im Unterwasser unmittelbar an der Spundwand. Je nach Geschwindigkeit des Versuches und Lagerung des Versuchssandes sind die beobachteten Bruchstauungswerte in den vier Quadranten verteilt.

In vielen Fällen (Feinsand) erfolgt der Grundbruch übereinstimmend mit dem theoretischen Bruchstauungswert; auch in bezug auf die festgestellte Bruchstauungswerte.

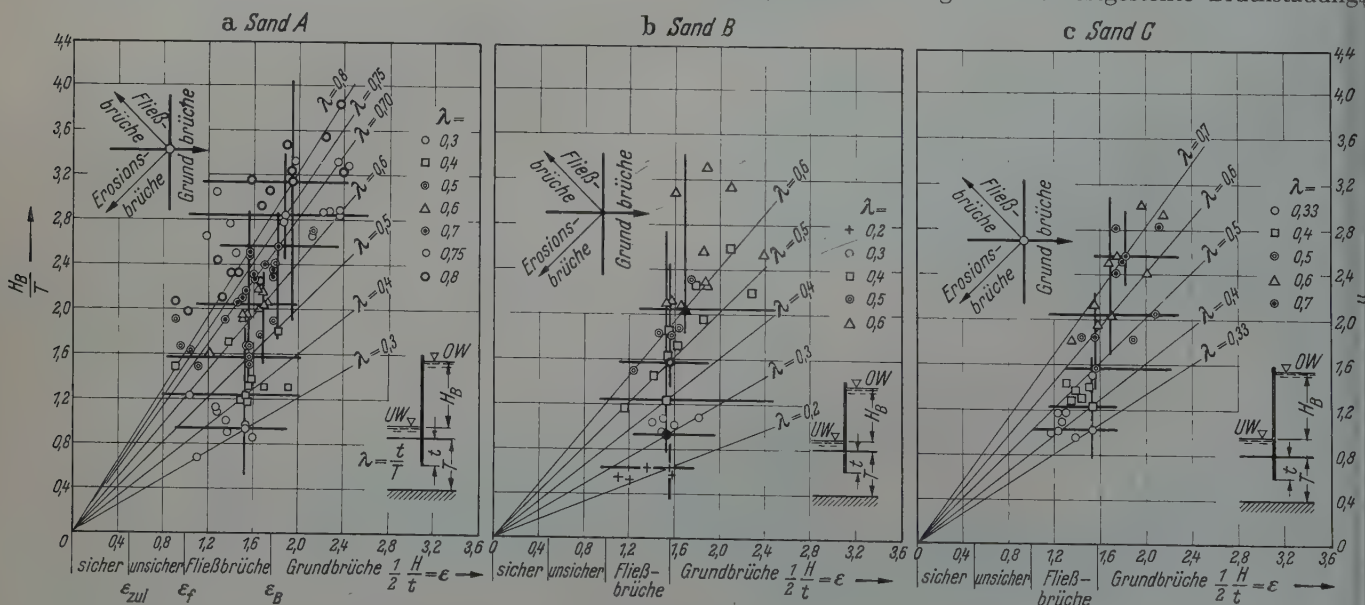


Abb. 10 a—c. In der gewählten Koordinatenebene, versuchsweise mit den Sandsorten A, B und C bestimmte Bruchstauungs- und Fließstauungspunkte.

öhe. Der Versuchspunkt liegt dann genau im Achsenkreuz; zumeist werden auch keine Fließerscheinungen beobachtet.

Ist die Durchlässigkeit im Bereiche vor der Spundwand größer als die an der Unterwasserseite, so kann die Bruchstauung an der Spundwandspitze früher erreicht und die theoretische Bruchstauhöhe unterschritten werden. Die Versuchspunkte liegen dann im 3. oder 4. Quadranten in der Nähe der Vertikalen des Achsenkreuzes. Bei vorzeitigem Bruch wird auch die Bruchstauung nicht erreicht und die Versuchspunkte liegen im 3. Quadranten, welcher in der Abbildung das Feld der sog. „Erosionsgrundbrüche“ umschließt.

Bei allen in den 2. Quadranten fallenden Versuchen wird zwar die Bruchstauungshöhe scheinbar überschritten, die Bruchstauung aber nicht erreicht. Die Fließvorgänge erhöhen die Durchlässigkeit im Unterwasser, der Staupegel überschreitet daher die Bruchstauhöhe, bis der Einfluß der Trägheitskräfte den sog. Fließbruch bewirkt. Jene Versuchspunkte, die im 1. oder 4. Quadranten liegen, zeigen die Überschreitung der theoretischen Bruchstauung $\varepsilon_{B,th}$ an und können daher tatsächlich als hydraulische Grundbrüche bezeichnet werden. Bodenverhältnisse, die dem 4. Quadranten entsprechen, würden aber auf den Beobachter den Eindruck eines Erosionsgrundbruches machen, weil die Bruchstauhöhe nicht erreicht wurde. Entscheidend ist aber die Erreichung des tatsächlichen Bruchstauungswertes, was der Fall sein kann, wenn die Durchlässigkeit im Unterwasser kleiner ist als im Einströmungsgebiet.

Die Unzulässigkeit einer Verringerung der erforderlichen Grundbruchsicherheit bei Einschnürungsverhältnissen $\lambda > 0,5$ wurde durch die Versuchsergebnisse bestätigt. Streuungen in den 3. Quadranten sind in solchen Fällen häufiger zu beobachten.

Die vorbeschriebenen Abweichungen insbesondere jener Verhältnisse, die dem 3. oder 4. Quadranten entsprechen, beeinträchtigen die vorausgesetzte Sicherheit im Entwurf einer Stauanlage unter Verwendung von Spundwandhürzen. Sie kann in zweifacher Weise durch natürliche Umstände beeinträchtigt werden, einerseits zufolge verschiedener Durchlässigkeiten des Bodens stau- und unterwasserseitig und andererseits durch die erodierende Wirkung des Wassers im Fließstadium des Bodens. Beide Fälle werden bei einwandfreier Gründung der Anlage insofern ausgeschaltet, als es Sinn der Planung ist, dieselben zu vermeiden.

Um nun ein Urteil über die tatsächliche Versuchssicherheit $\nu_{B,v}$ gegen den hydraulischen Grundbruch zu erhalten, sollen nun sämtliche Versuchsergebnisse mit der theoretisch festgelegten Sicherheit $\nu_{th} = \pi$ verglichen werden. Man setzt daher

$$\nu_r = \frac{\nu_{B,v}}{\nu_{B,th}} = \frac{\varepsilon_{B,v}}{\varepsilon_{B,th}} = \frac{H_B}{2h_r}$$

wobei ν_r um den Wert 1,5 schwankt und als „relative Sicherheit“ bezeichnet werden soll. Diese Relation weist auf jenen Prozentsatz hin, um welchen sich die projektgemäße, d. h. theoretische Sicherheit infolge der verschiedenen Durchlässigkeitsverhältnisse oder infolge der Erscheinungen des Fließ- oder Erosionsgrundbruches ändert. Während diese Einflüsse in der Natur nur sehr schwer erfaßt werden können, sind sie auf Grund der Modellversuche (wie oben gezeigt) eindeutig nachweisbar.

Inwieweit nun die Projektionssicherheit von ν_{th} abgegriffen ist, wenn die Naturverhältnisse jeweils jenen des untersuchten Modellsandes A entsprochen hätten, zeigt Abb. 11.

Die Bruchstauung $\varepsilon_{B,v}$ wurde mit dem halben Wert der auf Grund der beobachteten Stauspiegellage im Bruchzustand festgestellten Stauhöhe H_B eingesetzt. Demnach erfolgt die Bestimmung der relativen Sicherheit nicht nur aus dem im Bruchzustand festgestellten tatsächlichen Spundwandspitzendruck allein.

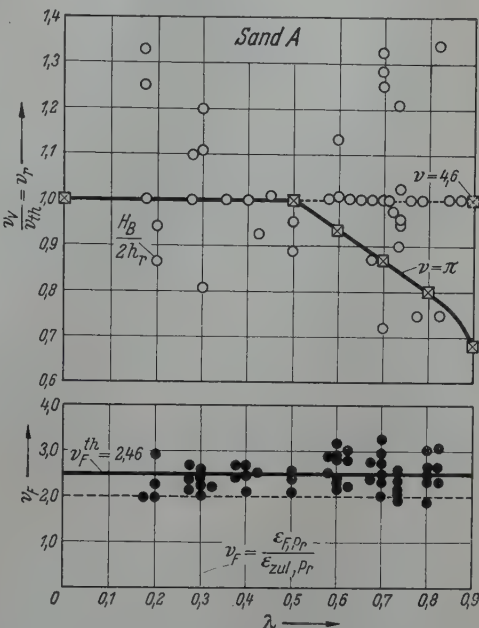


Abb. 11. Abweichung der tatsächlichen Sicherheit (Projekt) in bezug auf Fließ- und Bruchstauung (relative Sicherheit) von ihrem theoretischen Wert, nach den Ergebnissen der Modellversuche.

Neben λ an der Abszissenachse wurde daher die Ordinatenachse mit $\nu_r = \nu_v/\nu_{th}$ bezeichnet. Jene Versuchsergebnisse, welche in dieser Bildebene $\nu = \pi$ entsprechen, sind durch die vollausgezogene Linie hervorgehoben. Die Ergebnisse bestätigen in eindeutiger Weise die Größenordnung des gewählten, theoretisch erforderlichen Sicherheitsfaktors. Trotz der vielfach ungünstig vorgesehenen Versuchsbedingungen sind die Versuchsergebnisse charakteristisch um den mit $\nu = \pi$ bezeichneten Linienzug der oberen Bildebene geschart. Die Streuung für $\lambda > 0,5$ ist bemerkenswert und die zunehmende theoretische Sicherheit muß daher unberücksichtigt gelassen werden.

In der unteren Bildebene wurden an den auf die Bruchstauung bezogenen relativen Sicherheiten die tatsächlichen Sicherheitswerte $\nu_{F,v}$ in bezug auf die Fließgrenze aufgetragen.

Im Idealfall $H = 2hr$, $\varepsilon_F = 1,23$, beträgt die Sicherheit gegen Fießen $\nu_{F,th} = 2,46$.

Sämtliche Versuchsergebnisse liegen praktisch um diesen Wert gelagert. Die Versuchsergebnisse für die Sandarten B und C zeigen dieselbe Charakteristik.

Literatur

1. A. Schoklitsch: Stauraumverlandung und Kolkabwehr. Springer: Wien 1935.
2. Ph. Forchheimer: Sitzungsbericht der Kaiserlichen Akademie der Wissenschaft in Wien, Abteilung IIa, 126. Band, 1917.
3. H. Kastner: Der Grundbruch von Stauanlagen auf durchlässigem Boden. Wasserkraft u. Wasserwirtschaft (1941) H. 6.
4. H. Ehß: Gründungen von Stauanlagen auf Filterböden. Bauwissenschaft (1948) H. 1, 2.
5. R. Dachler: Grundwasserströmung. Wien: Julius Springer-Verlag 1936.
6. R. Dachler: Grundwasserströmung (S. 70). Wien: Julius Springer-Verlag 1936.
7. R. Dachler: Grundwasserströmung (S. 74). Wien: Julius Springer-Verlag 1936.

Gebäudeschäden durch Steinbruchsprengungen

Von Oberreg.-Rat Dr. F. Kuhn, Dortmund

DK 69.059.22 : 622.839.45 : 622.35

Schäden an Häusern, die in der Nähe von Steinbrüchen liegen, werden oft auf Erschütterungen durch Sprengungen zurückgeführt. Da die Erschütterungen von den Bewohnern der Häuser deutlich gefühlt werden, ist diese Annahme durchaus verständlich, vor allem, wenn sonst keine offensichtlichen Ursachen für die Schäden zu erkennen sind. Der subjektive Eindruck der Erschütterungen reicht jedoch nicht aus, um den Zusammenhang zwischen Sprengungen und Gebäudeschäden sicherzustellen, da der Mensch bereits relativ schwache Erschütterungen als unangenehm empfindet, die noch keine baulichen Schäden hervorrufen. In Zweifelsfällen sollte daher stets das subjektive Empfinden durch Erschütterungsmessungen ergänzt werden. Ein typisches Bild für Erschütterungsschäden kleineren Ausmaßes gibt es nicht.

Bei jeder Sprengung in einem Steinbruch wird sich die aus dem Sprengstoff freigesetzte Energie in vier Teilenergien umsetzen:

1. Wärme, die nur in ihrer Auswirkung auf die drei anderen Teilenergien von Bedeutung ist,
2. Zerreißen und Bewegen des Gesteins (der eigentliche Zweck der Sprengung),
3. Luftstoß,
4. Bodenerschütterung.

Durch abfliegende Steine können u. U. Gebäudeschäden hervorgerufen werden, doch sind derartige Fälle wohl stets durch den Augenschein festzustellen und sollen daher nicht weiter betrachtet werden. Es bleiben also Luftstoß und Bodenerschütterung als mögliche Schadensursache übrig.

Bei Gewinnungssprengungen ist in erster Linie mit Bodenerschütterungen, beim Knäpperschießen mit Luftstoß bei den normalen Entfernungen zwischen Sprengstelle und Gebäude zwischen 50 m und 500 m zu rechnen (Abb. 1).



Abb. 1. Wand eines Kalksteinbruchs. Die Bänke fallen nach rechts ein. Der Pfeil bezeichnet eine lehrerfüllte Kluft. Links auf der Steinbruchsohle werden Knäpperschüsse zum Zerlegen größerer Gesteinsbrocken fertiggemacht. In der Wand rechts der Kluft ist eine größere Anzahl Bohrlöcher für eine Gewinnungssprengung mit Momentenzündung angebracht. Im Vordergrund liegen Bohrstangen.

Trifft ein Luftstoß auf eine Wand, so wird er zum Teil reflektiert, zum Teil absorbiert und erregt in der Wand Schwingungen, deren Frequenz fast nur durch die Eigenfrequenz dieser Wand bestimmt wird. Ein Gebäude stellt einen komplexen Schwinger mit verteilten Massen, Feder-

konstanten und Dämpfungen dar, doch wird sich bei massiven Gebäuden fast immer eine bestimmte, allerdings von Ort zu Ort wechselnde Eigenfrequenz als bevorzugt erweisen. Bei Fachwerkkonstruktionen, aber auch bei dem Übergang von einer Wand zur Decke oder bei Wänden unterschiedlicher Bauart werden im allgemeinen mehr oder weniger scharfe Frequenzunterschiede beim Übergang von einem Konstruktionselement zum anderen zu beobachten sein. An diesen Übergangsstellen werden in erster Linie Risse auftreten, die jedoch auch durch andere Ursachen als durch Erschütterungen bedingt sein können.

Beim Luftstoß wirken die auf das Gebäude übertragenen Impulse primär auf die dem Sprengort zugewandten Teile des Gebäudes. Schwingungsmessungen sollen daher wenn als wesentliche Ursache für Erschütterungen der Luftstoß angesehen werden muß, an diesen Stellen im mittleren oder oberen Teil des Gebäudes durchgeführt werden, wobei wegen der horizontalen Richtung des Impulses auch in dieser Richtung bevorzugt zu messen wäre. Ist die Wand massiv und zeigt keine durchgehenden Risse, wird die Messung an einer Stelle der Wand genügen. Stoßen jedoch unterschiedliche Bauteile zusammen oder sind bereits durchgehende Risse in der Wand vorhanden, so sollte auf beiden Seiten der Trennungslinie gemessen werden. Sind im letztgenannten Falle merkliche Unterschiede in Frequenz und Amplitude der Schwingungen feststellbar, so ist zwar noch nicht gesagt, daß ein beobachteter Schaden primär durch die Erschütterungen bedingt ist, es ist jedoch ein weiteres Aufreißen durch die Erschütterungen zu erwarten.

Sind Bodenerschütterungen als Ursache der Gebäudeschwingungen anzunehmen, ist mit der Einleitung der Impulse vom Fundament her zu rechnen. In diesem Fall werden die Messungen im Keller, oder, wenn kein Keller vorhanden ist, unmittelbar über dem Fundament des Hauses durchgeführt. Es empfiehlt sich, mindestens an der Stelle des Hauses, die der Sprengstelle am nächsten liegt, in vertikaler und horizontaler Richtung auf die Sprengstelle zu messen.

Die aus solchen Schwingungsmessungen erhaltenen Werte können dann, vor allem bei Bodenerschütterungen, über Bewertungstabellen, die auf Grund zahlreicher Einzeluntersuchungen aufgestellt wurden, hinsichtlich ihrer Wirkung auf das Gebäude beurteilt werden (s. Koch 1953; Köhler 1955).

Messungen bei Sprengungen werden oft von den Hausbesitzern mit dem Hinweis abgelehnt, daß zu der Zeit, an der der Gebäudeschaden auftrat, mit größeren Ladungen oder an einer anderen Stelle des Steinbruchs gesprengt worden sei.

Über jedes Sprengstofflager ist ein Sprengstoffverbrauchsbuch zu führen, das unter der Kontrolle der Staatlichen Gewerbeaufsicht steht und den täglichen Verbrauch an Sprengmitteln ersehen läßt. Es läßt sich hieraus mindestens die größtmögliche Gesamtladung einer Sprengung ermitteln und zusätzlich auf Grund der Abbauweise des anfallenden Gesteins, der Größe der Bohrstangen und der Steinbruchwand nach oben begrenzen. Diese so festgelegte Höchstladung wird fast immer größer sein als die Ladung, die bei den Schwingungsmessungen abgetan wurde. Beim Schießen mit Momentzündung und kleiner Sprengfront lassen sich aber aus den gemessenen Amplituden des Schwingweges der Schwinggeschwindigkeit oder der Schwingbeschleunigung die entsprechenden Amplituden bei anderen Ladungen berechnen, da bei sonst gleichen Bedingungen die Schwingamplituden sich wie die Wurzeln aus den Ladungen verhalten. Hierbei müssen allerdings drei Fälle berücksichtigt werden:

1. Die Ladung ist zu klein, um die Vorgabe zu werfen.
2. Die Ladung hebt die Vorgabe gerade ab.
3. Die Ladung ist zu groß für die Vorgabe.

in einem sachgemäßen Sprengen wird die Ladung stets gewählt, daß möglichst Fall 2 eintritt. Bei zu kleiner Ladung wird der Zweck des Sprengens nicht erreicht, eine große Ladung bedeutet einen Verlust.

Beim Sprengen an breiter Front oder bei der Verwendung von Millisekundenzündern wird im allgemeinen die Schwingamplitude weniger als mit der Wurzel aus der Geladungswachstum, das gleiche gilt für Ladungen, die für die Vorgabe zu groß sind. Von Außenstehenden wird der Einfluß einer Ladungserhöhung auf die Größe der Erschütterungen meist erheblich überschätzt.

Die Amplituden des Schwingweges, der Schwinggeschwindigkeit und der Schwingbeschleunigung nehmen bei sonst gleichen Verhältnissen etwa mit der ersten bis zweiten Potenz mit dem Abstand zwischen Gebäude und Sprengstelle ab. Welches Gesetz hier anzunehmen ist, hängt von der Dämpfung und damit von der Art des Bodenuntergrundes ab. Man wird hieraus auch bei unbekanntem Bodenuntergrund und nicht allzu großen Entfernungsunterschieden mindestens Minimal- und Maximalwerte für die Schwingamplituden bei geänderten Abständen errechnen können. Dies wird notwendig, wenn aus den Ergebnissen der Schwingungsmessungen auf die Werte geschlossen werden muß, die bei Sprengungen an einer anderen Stelle des

Steinbruchs erhalten worden wären. Hierbei ist allerdings zu beachten, daß an der tatsächlichen und an der angenommenen Sprengstelle gleiche Bodenverhältnisse vorliegen müssen. Wertvolle Hinweise gibt hier die geologische Karte 1 : 25 000, zusätzlich muß jedoch stets eine Kontrolle an Ort und Stelle vorgenommen werden, da der Maßstab der Karte oft für diese Zwecke zu groß ist.

Literatur

1. DIN 4150 Juli 1939: Erschütterungsschutz im Bauwesen.
2. H. W. Koch: Ermittlung von Wirkungen von Bauwerksschwingungen. Z. VDJ. 95 (1953) S. 733.
3. H. W. Koch: Zur Möglichkeit der Abgrenzung von Ladungen bei Steinbruchsprengungen nach festgestellten Erschütterungsstärken. Nobel-Hefte 24 (1958) S. 92.
4. R. Köhler: Beurteilung der Erschütterungswirkung von Sprengungen. Nobel-Hefte 21 (1955) S. 127.
5. I. F. Roth: Die Sprengung als Ursache von Erschütterungen. Nobel-Hefte 21 (1955) S. 122.
6. H. Baule: Erschütterungsmessungen beim Schießen mit Millisekundenzündern und anderen Zündern in Bergwerken und Kalksteinbrüchen. Nobel-Hefte 21 (1955) S. 132.
7. Erler: Bemerkungen zum Abschnitt Bodenerschütterungswirkungen und Luftstoß der Vorschriften des Staates New Jersey über Steinbruchsprengungen. Nobel-Hefte 22 (1956) S. 1.
8. U. Langefort, H. Westenberg und B. Kihlström: Schadenwirkungen von Bodenerschütterungen durch Sprengungen. Nobel-Hefte 23 (1957) S. 220.
9. I. Geiger: Über die Beurteilung der Gefährlichkeit von Erschütterungen bei Bauten. Bauingenieur 34 (1959) S. 19.

Kurze Technische Berichte

K 627.343 : 624.861 : 627.341.3 (421)

neue Ölümschlagsbrücken für größte Tanker im Themsehafen von London

Ende 1958 wurden zwei große Ölümschlagsbrücken (Abb. 1) für Tanker von 80 000 t tdw im Themsehafen von London fertiggestellt, während noch 2 Jahre vorher die Brücken für die Hälfte

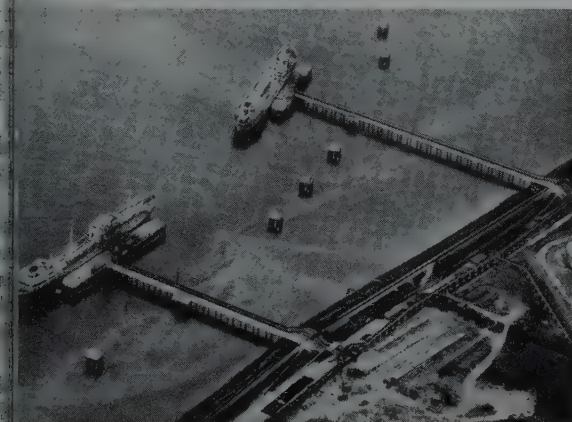


Abb. 1. Luftansicht der Ölümschlagsbrücken.

Tragfähigkeit entworfen worden waren. Die Brücken haben Längen von 144 bzw. 235 m. Die tragenden flußseitigen Pfeile der Brücken sind 12,2 m lang und 12,2 m hoch. An der Anlegestelle an den Köpfen bis zur Höhe +15,2 m NN ausgebaggert worden. Die Pfeile sind auf je 80 senkrechten und 60 schrägen Stahlhohlpfählen von 32 bzw. 35 m Länge gegründet. Die Schrägpfähle haben Neigungen von 2,5 : 1 bis 3 : 1. Auf den Pfeilspitzen ist in der Höhe der oberen Stockwerke mit einer Stahlbetondecke von 90 cm Dicke und in der

Höhe $\pm 0,00$ ein unteres mit einer ebenfalls 91 cm dicken Stahlbetondecke erstellt worden (Abb. 2). Die obere Decke liegt 2,13 m über MHTW und die untere Decke 2,43 m über MNTW. Die obere Decke liegt 5,02 m über der unteren. Die Mittenabstände zwischen den beiden neuen Brücken Nr. 9 u. 10 und der alten Brücke Nr. 4 betragen 320 m.

Der Berechnung der auf die Brückenköpfe wirkenden Kräfte wurde zugrunde gelegt, daß wegen der gutwirkenden Fenderung nur 25 % der Energie eines großen Tankers, der an die Anlegestelle mit einer Geschwindigkeit von 0,3 m/s anstößt, aufgezehrt werden muß. Die vertikalen Pfeile wurden für 80 t und die schrägen Pfeile für 95 t Tragkraft bemessen. Die Länge der Pfeile wurde erst auf Grund von Proberammungen bestimmt. Man fand es nachher auf Grund von Transport- und Herstellungsschwierigkeiten für besser, die Pfeile in kürzeren Längen anzuliefern und die Pfahlstücke stumpf aneinanderzuschweißen. Jede Schweißnaht wurde nachher röntgenographisch geprüft. Nach dem Schweißen wurden die Pfeile mit Sandstrahlgebläse gereinigt und dann mit einem Grund- und zwei bituminösen Deckanstrichen versehen. Durch eine Innenheizung der Pfeile mit Dampf werden die Farben schnell getrocknet. Die

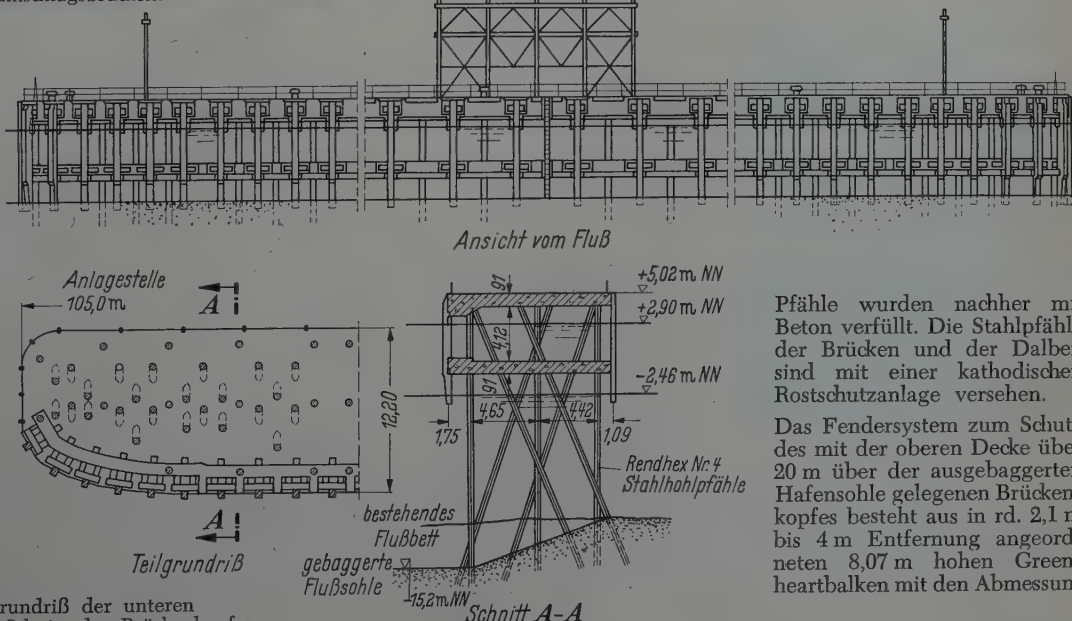
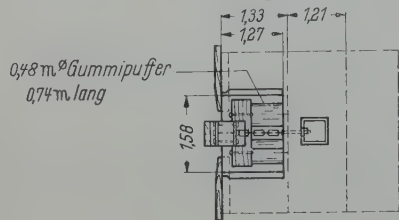


Abb. 2. Schnitt A-A. Teilgrundriß der unteren Decke und Teilansicht und Schnitt des Brückenkopfes.

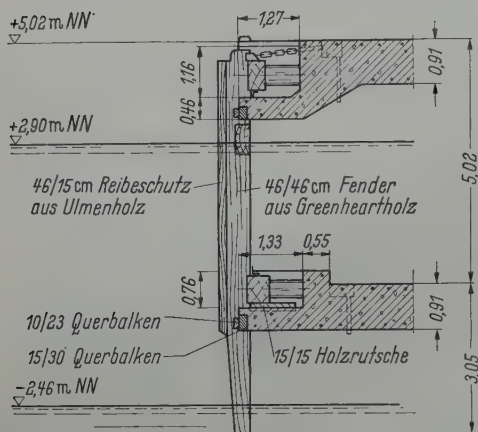
Pfähle wurden nachher mit Beton verfüllt. Die Stahlpfähle der Brücken und der Dalben sind mit einer kathodischen Rostschutzanlage versehen.

Das Fendersystem zum Schutz des mit der oberen Decke über 20 m über der ausgebaggerten Hafensohle gelegenen Brückenkopfes besteht aus in rd. 2,1 m bis 4 m Entfernung angeordneten 8,07 m hohen Greenheartbalken mit den Abmessun-

gen von 46/46 cm (Abb. 2 u. 3). Jeder Fender trägt auf der Anlegeseite einen Reibeschutz aus Ulmenholz von 46/15 cm. Er ist von Querträgern im oberen und unteren Stockwerk gehalten. Diese stützen sich gegen 4 Gummizylinder von 48 cm Durchmesser und bis 74 cm Länge. Die Fender sind im Bauwerk durch je 2 Ketten befestigt, eine in jedem Stockwerk, welche den Zylindern eine Vorspannung entsprechend einem Auseinanderziehen von 2,5 cm geben. Da alle Tanker, die am Brückenkopf anlegen, beträchtlich länger sind als die Kopflänge von 105 m, so werden die meisten Kräfte von den Endfendern aufgenommen. Diese wurden daher dichter gesetzt und erhielten größere



Grundriß auf Ord.+5,02 m NN ohne Belag



Querschnitt

Abb. 3. Schnitte durch die Fender.

Gummizwischenstücke als die mittleren. Die Fender können bis 35 cm nachgeben. Sie werden vollständig hergestellt und dann erst von einem beweglichen Kran aus eingebracht. Ein Auswechseln verursacht somit nur wenig Verzögerung beim Umschlag. Weil die Fender bisher nur eine kurze Zeit in Betrieb sind, kann noch kein endgültiges Urteil über die Eignung angegeben werden, aber die Tankerkapitäne bezeichnen sie jedenfalls als sehr brauchbar (Abb. 4).



Abb. 4. Ansicht der Fenderung an den Ölschlagsbrücken.

die in der Längsrichtung schräg vorgesehen waren, wurden Löcher in den Stahlbetondecken ausgespart, durch die die Pfähle erst nach Erstellung des ganzen Bauwerkes gerammt wurden. Während eines Sturmes sank der 35 m lange Stahlponten der Ramme und es wurde ein neuer in 6 Wochen erstellt.

Bei den beiden Anlegestellen sind 7 Vertäulbalen (Abbildung 1) mit oberen Stahlbetondecken von 6,40/8,20/1,67 m und jeder mit 5 vertikalen und 11 schrägen Stahlhohlpfählen, System Rendhex Nr. 4, errichtet. Diese Dalben widerstehen Trossenzügen von 150 t.

Die Pfähle wurden mit einer 4-t-Schwimmramme eingerammt. Von den Pfählen von 32 bis 35 m Länge wurden im Mittel 2 bis 3 Stück je nach Wetterlage und Rammneigung je Tag gerammt. Die größte Rammleistung je Tag betrug 7 Pfähle.

Für die wenigen Pfähle, die in der Längsrichtung schräg vorgesehen waren, wurden Löcher in den Stahlbetondecken ausgespart, durch die die Pfähle erst nach Erstellung des ganzen Bauwerkes gerammt wurden. Während eines Sturmes sank der 35 m lange Stahlponten der Ramme und es wurde ein neuer in 6 Wochen erstellt.

An den beiden Anlegestellen wurde zusammen 5000 m³ Beton eingebracht, davon 2300 m³ in die untere Decke. Der Beton mußte in Einzelschüttungen von 50 m³ für die obere Decke und 25 m³ für die untere Decke eingebracht werden. Die Arbeiten an der unteren Decke waren wegen der tiefen Lage über dem Wasserspiegel sehr schwierig. Mehrfach wurde die Schüttung bei Sturm weggerissen. Es konnte nur in den 4 Stunden der Ebbe gearbeitet werden, von welcher Zeit die Hälfte auf Trocknung und Reinigung vor dem Einbringen des Betons entfiel. Zum Schluß mußte die Oberfläche des neuen Betons durch Stahlschalung geschützt werden. Die Anlegestellen Nr. 9 und 10 wurden im Dezember 1958 fertiggestellt. Die Zeit vom ersten Einbringen des Betons in die obere Decke bis zum letzten Einbringen in die untere Decke dauerte bei einem Brückenkopf mit Überbauten und Nacharbeit 5 Monate. Die Überbauten der Brücke von 9,15 m Stützweite wurden als Fertigbetonteile von 6 t Gewicht eingebracht. Eine Fuge trennt die Brücke von den Köpfen um eine Einwirkung der auf die Köpfe wirkenden Kräfte ab, die die Brücke zu verhindern. Es mußte insgesamt 180 000 m³ Boden ausgebagert werden. — [Nach: New oil jetties in Thames haven. Dock and Harbour Authority (1959) H. S. 97—102.] Dr.-Ing. F. Orth, Berlin.

DK 624.5 (44) (047.6)

Hängebrücke über die Seine bei Tancarville

Das Projekt dieser größten Hängebrücke des europäischen Kontinents und der Beginn der Bauarbeiten wurden bereits dieser Zeitschrift beschrieben¹.

Die wichtigsten der dort angegebenen Daten seien kurz wiederholt:

Spannweiten der Hängebrücken	176 + 608 + 176 m
Durchfahrthöhe unter der Brücke über HW	51 m
Stich des Kabels in der Mittelloffnung	67,5 m
Abstand der Kabelmitten	16,0 m
Spannweiten der auf dem linken Ufer anschließenden 8 Rampenbrücken aus Spannbeton	50 m

Zur Zeit des ersten Berichtes, d. h. im Sommer 1957, waren die Fundamente im Bau. Am 6. März 1958 waren alle Fundamente, die Verankerungen sowie die 123 m hohen Betonpylonen



Abb. 1. Ansicht der Brücke von den Höhen des rechten Ufers während der Montage.

fertig betoniert. Es folgte dann bis zum 17. August 1958 das Auflegen der Kabel — und zwar wurden die fertigen Seile von 72 mm ϕ als Ganzes verlegt —, am 15. April 1959 war das gesamte Tragwerk montiert und am 2. Juli 1959 konnte der erste Verkehr über die Brücke geleitet werden.

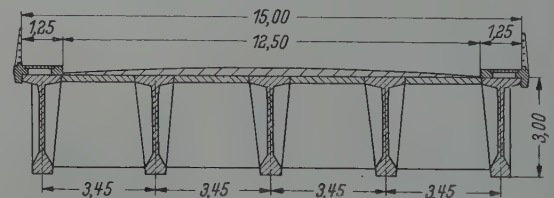


Abb. 2. Querschnitt der Vorlandbrücken.

Die Abb. 1 zeigt ein Bild während der Montage. Man sieht, daß die beiden Schäfte der Pylone unterhalb der Fahrbahn auf 15 m von der Spitze an abwärts durch geschlossene Wannen verbunden sind. Die Montage der Stahlkonstruktion erfolgte gleichzeitig zu gewinnen von den Pylonen und von der Mitte der Brücke gleichzeitig.

¹ Der Bauingenieur 32 (1957), S. 72.

Bei den Vorlandbrücken wurden die 5 Hauptträger der annbetonbrücken (s. Abb. 2) im Gewicht von je 120 t einem Stück montiert (s. Abb. 3). Die Fahrbahndecke wurde ch der Montage aller Träger als Ortbeton eingebracht. Ein Bild der fertigen Brücke zeigt die Abb. 4.



Abb. 3. Montage der vorgespannten Hauptträger der Seitenöffnung.



Abb. 4. Gesamtbild der Brücke.

Die Ausführung der Brücke lag in den Händen einer Arbeitsgemeinschaft von 12 Firmen, die sich unter dem Namen SAC-AN — Société Auxiliaire de Construction du Pont de Tancarville — zusammengeschlossen hatten. — [Nach: Le Pont-Route Tancarville. La Technique des Travaux 35 (1959) Nr. 11/12, S. 360.] K. H. Seegers, Hamburg.

K 621.643.23 — 186 : 627.844 : 693.81 (047.6)

Moderne Druckrohrleitungen mit aufgeschrumpften Ringen

Aus wirtschaftlichen Gründen werden Druckrohrleitungen für besonders hohe Beanspruchung aus einem dünnen Rohr mit aufgezogenen Ringen hergestellt.

Das Aufschrupfen der Ringe erfolgt warm oder durch so genanntes Selbstaufschrupfen (autofrettage).

Das Warmaufschrupfen verlangt außer möglichst genau hergestellten Rohren, genau für die vorgesehene Stelle passend gedrehte Ringe, die dann erwärmt und auf die vorgesehene Stelle aufgesetzt werden. Um einen genügenden Kontaktdruck zu erreichen, mindestens 15 kg/mm², d. h. im Rohr — 7,5 kg/mm² Zug, im Ring + 7,5 kg/mm² Zug im Ruhezustand und um noch einen genügenden Spalt zum Aufziehen von 0.004 D — 0.001 D, je nach Durchmesser, zu erhalten, muß jeder Ring auf eine bestimmte Temperatur, ca. 900° C erwärmt werden.

Gleichzeitig darf diese Temperatur jedoch nicht über der zulässigen Vergütungs-temperatur der Ringe liegen.

Bisher wurden von den Herstellern heiß aufgeschrumpfte Rohre Mäntel verwendet, die ca. 1/2 der Blechdicke besaßen, die als Vollrohr benötigten würden und außerdem Ringe aus einfach glühem Stahl, die ohne Nachteil auf 900° C erwärmt werden konnten.

Die Technik des Selbstaufschrupfens durch Wasserdruck wurde weniger Einschränkungen unterworfen.

Die Rohre können mit der Normaltoleranz hergestellt werden; die Ringe werden walzroh verwendet und keiner Temperatur unterworfen. Das Prinzip ist folgendes: Die Ringe werden mit genügend Spiel auf das Rohr gesetzt, dann wird das Rohr einem inneren Wasserdruck ausgesetzt. Unter diesem Druck

verformt sich das Rohr plastisch und legt sich an die Ringe an. Danach wird der Druck noch weiter gesteigert, bis in den Ringen eine solche Spannung herrscht, die nach Entlasten den nötigen Kontaktdruck sicherstellt.

Hierbei werden Mantelrohre verwendet, die nur 1/4 bis 1/5 der Vollwanddicke haben und Ringe aus modernen, vergüteten Hochleistungsstählen.

Das Erscheinen der autofrettierten Rohre auf dem Markt der Druckrohrleitungen bewirkte eine starke Herabsetzung der Anlagepreise und zwang nach Ansicht des Verfassers die Hersteller heißaufgeschrumpfter Rohre, ohne die Patente zu verletzen, die Struktur der autofrettierten Rohre zu übernehmen.

Es wird näher erläutert und an Beispielen bewiesen, daß bei Verwendung von Ringen aus vergütetem Stahl, die nicht über 550° C erwärmt werden können, ohne die mechanischen Eigenschaften zu schmälern, ein Heißaufschrupfen nicht den erforderlichen Kontaktdruck liefert.



Abb. 1. Schuß einer Druckrohrleitung 3,0 m Ø in der Werkstatt.

Der Verfasser zeigt nun, daß die Hersteller heißaufgeschrumpfter Rohre bei Verwendung von vergüteten Ringen zu einer List greifen: Sie benutzen die Selbstaufschrupfung, die zu einem Teil dann automatisch während der Druckprobe eintritt, wenn diese mit einem Abpreßdruck von 2 × Betriebsdruck erfolgt, wie er in Frankreich vorgeschrieben ist. Bei einem Abpreßdruck von 1,5, wie er in Deutschland üblich ist, wird die nötige Anpressung nicht erreicht.

Der Verfasser legt dar, daß also moderne, bandagierte Rohre — selbst wenn sie unter der Bezeichnung „heißaufgeschrumpfte Rohre“ hergestellt werden — in Wirklichkeit autofrettierte Rohre sind.

Anmerkung des Berichters: Der Verfasser ist Inhaber der Patente für autofrettierte Rohre; Generaldirektor der Fa. La Societe Dauphinoise d'etudes et de montages und Vorstand der Fa. Etablissements Bouchayer et Viallet, die sich u. a. besonders mit der Herstellung bandagierter Rohre befassen. — [Nach G. Ferrand: A propos du fretage des conduites forcées métalliques modernes. La houille blanche 14 (1959), No. 6, S. 792.] Dipl.-Ing. S. Böhmichen, Zweibrücken.

DK 625.711.3 : 625.711.8 : 625.84 (420)

Die Umgehungsstraße bei St. Albans

In der z. Z. im Bau befindlichen Autobahnstrecke von London nach Yorkshire ist die 26 km lange Umgehungsstraße bei St. Albans ein wesentliches Teilstück; sie führt von Pepperstock nördlich von St. Albans nach Park Street im Süden und hat bei Beechtree eine etwa 4 km lange Abzweigung nach Watford. Seit März 1958 sind die in zwei Lose geteilten Arbeiten im Gange.

Nördlich der Abzweigung ist die Fahrbahn dreispurig und 11,58 m breit, südlich davon nur zweispurig und 7,92 m breit. An den Außenseiten sind 2,44 m breite Randstreifen mit bitumierter rauher Oberfläche vorhanden, der Mittelstreifen ist berast. Die mit Baustahlgewebe bewehrte Betonplatte ist 27,9 cm stark und liegt im größten Teil der Strecke auf einer 18 cm starken Grobkieschicht mit Sandüberzug und Papierabdeckung.

Querfugen sind in Abständen von 24,38 m, in den stärker bewehrten Strecken der Doppelspur von 36,58 m und Längsfugen im Spurabstand von 3,66 m vorgesehen. Ihre Ausbildung unterscheidet sich wesentlich von der in Deutschland üblichen Bauart. In den querliegenden Dehnungsfugen sind in 30,5 cm Abstand 32 mm starke und 69 cm lange Stahlstäbe in Längsrichtung angeordnet, die je zur Hälfte dübelartig in den angrenzenden Platten einbetoniert sind und in entsprechenden Bohrungen eines den Zwischenraum ausfüllenden Weichholzbrettes in Fugenstärke (32 mm) liegen. Aus dem erhärteten Beton werden dann die über dem Brette liegenden Betonstreifen durch 2 Sägeschnitte mit dessen oberen Rand auf 38 mm Tiefe entfernt und durch Vergußmasse geschlossen. Die Raumfugen für



Abb. 1. Arbeitszug der zweispurigen Straße.

die Zusammenziehung der Platten und die Längsfugen sind ähnlich ausgebildet.

Der sehr unterschiedliche Baugrund wechselt zwischen Grobkies, Letten und Kalk. Als Zwischenschicht wurden Schuttmassen und gebrochener Beton eingebaut und verdichtet, stellenweise ist auch Magerbeton vorhanden.

Die Zusammensetzung des Betons war auf $k = 7,9$ als Verhältnis der Zuschlagstoffe zum Zement und einen Wasserzementwert von 0,5 abgestimmt. Die Körnungen lagen bei etwa 30 bis 36 v. H. für Sand von 0–5 mm, für Kies von 5–19 mm bei 29 v. H. und für Kies von 19–38 mm bei 35–41 v. H.

Für Los 1 waren drei stationäre Mischanlagen in entsprechenden Abständen längs der Strecke errichtet, von welchen der trocken hergestellte Beton in Kippern nach den etwa 5 km entfernten Verwendungsstellen gefahren wurde. Bei Los 2 war eine zentrale Mischanlage eingerichtet, die bei vollständiger Mechanisierung nur einen Mann zur Bedienung erforderte. Die dreispurige Decke wurde in 2 Breiten von 7,92 bzw. 3,66 m ausgeführt, wofür je 1 Arbeitszug mit 2 Verteilern, 2 Verdichtern und Fertigern, sowie einem Endfertiger und Sprenger eingesetzt war (Abb. 1). Der Beton wurde in 2 Lagen geschüttet. Zwischen der unteren 21,6 cm starken Tragschicht und der oberen 6,3 cm starken Verschleißschicht wurde die Bewehrung von Hand verlegt. Der Endfertiger gab der Oberfläche ihre letzte Gestalt so genau, daß Unregelmäßigkeiten von mehr als 3 mm auf 3,05 m Länge nicht auftraten. Etwa 20 Minuten nach dem Durchgang des Endfertiigers wurde ein Oberflächenanstrich aufgetragen, eine Schutzhaut aufgespritzt und Leinwandplanen zum Schutz während der Erhärtungszeit aufgelegt.

Obwohl die Ausführung in beiden Losen verschiedenartig war, wurden hinsichtlich des Baufortschrittes gleiche Ergebnisse erzielt und eine durchschnittliche Tagesleistung von 152–213 m für die Doppelspur erreicht.

Von den 40 Brücken dieses Abschnittes sind bis auf eine in Betonfertigteilen hergestellte alle in Stahlbeton ausgeführt; es sind meistens Vierfeldüberführungen und Dreifeldunterführungen. [Nach: The St. Albans by-pass. Concr. Quart. Nr. 43, Okt.-Dez. 1959, S. 15.]

Dr.-Ing. F. l'Allemand.

DK 522.2 : 621.396.946 : 621.396.833.2 (754)

Ein Riesen-Parabolspiegel

The Big Dish, das z. Z. größte Radio-Teleskop mit einem Paraboloidreflektor von 183 m Durchmesser, wird bei Sugar Grove, West-Virginia, von der Forschungsabteilung der USA-Kriegsmarine errichtet. Das bisher größte Gerät dieser Art mit einem Reflektordurchmesser von 76 m befindet sich in Jodrell Bank, England. Es wird vermutet, daß die Sowjetrussen ein Gerät mit 107 m Durchmesser bauen.

Die Belastungsannahmen für den Big Dish sehen folgende Fälle vor:

- Unter Betriebsbedingungen:
 1. Wind von 32 km/h und Eis von 12 kg/m².
 2. Wind von 48 km/h und kein Eis.
- Wenn außer Betrieb:
 1. Wind von 80 km/h und Eis von 24 kg/m².
 2. Wind von 144 km/h und kein Eis.

Die Windbelastung auf einen zehnprozentigen, aber beliebigen Flächenanteil wurde wegen der Böenwirkung jeweils um 50 % erhöht. Der Staudruck wurde nur bis zu einer Höhe von 15,25 m mit $q = \frac{v^2}{16}$ angenommen. Darüber hinaus wurde er

gemäß der Gleichung $q_h = \left(\frac{h}{15,25}\right)^{0,286} \cdot q$ erhöht. Die gesamte Teleskop-Konstruktion mit Ausnahme der eigentlichen Reflektor-

fläche wird in Stahl ausgeführt. Die zulässigen Beanspruchungen entsprechen den amerikanischen Stahlbauvorschriften, jedoch wurden in den Fällen „außer Betrieb“ die zulässigen Beanspruchungen wie folgt erhöht: 1. für Biegung und Zug auf 80 % der Streckgrenze, 2. für Druck im unelastischen Bereich auf 75 % der Streckgrenze und 3. für Druck im elastischen Bereich auf 70 % der kritischen Knickspannung.

Für die Unterstützungskonstruktion des Reflektors wurde ein Fachwerkträgerrost gewählt. Die Träger sind durch Verbände ausgesteift. Die Berechnung dieses hochgradig statisch unbestimmten Systems ist die bisher umfangreichste Rechnung, die der Elektronen-Rechner IBM 704 durchgeführt hat. An den Knoten treffen bis zu 13 Stäbe zusammen, und die Knotenbleche sind doppelwandig ausgeführt und durch Schotte und Steife verstärkt. Die ganze Konstruktion wird in der Werkstatt geschweißt, und für die Montageöße werden HV-Schrauben verwendet. Die ursprünglich geschlossen vorgesehene Reflektorfläche wurde wegen der hohen Windbelastung durchbrochen ausgebildet, und zwar in Aluminium-Streckmetall, das auf Leichtmetall-Latten von 25 cm Abstand befestigt wird. Die Latten werden auf geschweißten Fachwerkträgern aus Leichtmetallrohren angeschweißt, die Tafelheiten von 16,7 m Seitenlänge und 3 m Höhe bilden, welche in ihren Eckpunkten auf dem Trägerrost mittels Schraubenspindeln gelagert werden. Die Spindeln werden automatisch verstellt, um die aus Wind- und Eisbelastungen und Temperaturänderungen herrührenden Gesamtverformungen zu kompensieren, die sonst bei weitem die zulässigen Werte für die Reflektorfläche übersteigen würden.

An zwei gegenüberliegenden Seiten wird der Trägerrost durch unvollständige Radkörper, deren Radius 58 m beträgt, unterstützt. Diese erlauben eine Schwenkung der Reflektorachse um 90 ° und damit eine Einstellung des Höhenwinkels vom Horizont bis zum Zenit (siehe Abb. 1). Die Belastungen werden je

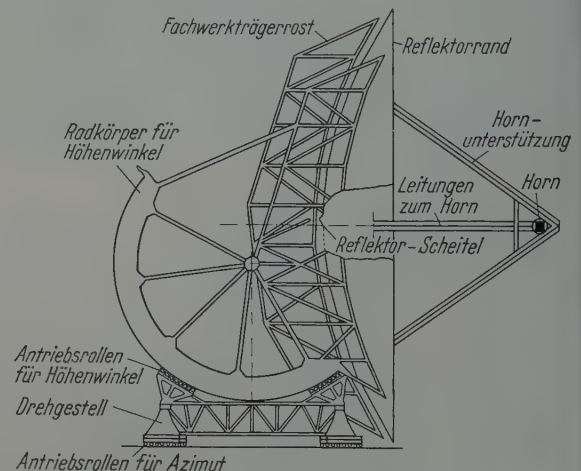


Abb. 1. Seitenansicht.

weils durch fünf Speichen und eine Stützstrebe auf die Radfelgen übertragen. Eine Felge besteht aus zwei Vollwandkastenträgern mit einem Abstand von 15,25 m, deren Ober- und Unterurte durch Verbände ausgesteift sind. Jeder Kasten ist 1,10 m breit und hat eine Höhe von 9,15 m. Er trägt zwei Stahlschienen von je 25 cm Breite und 11,5 cm Stärke. Jede Schiene wird an den vier Eckpunkten des Drehgestells durch 16 radial angeordnete Rollen unterstützt. Sämtliche Rollen werden angetrieben, um den Reflektor um die Horizontachse schwenken zu können. Um ein volles Tragen zu gewährleisten, werden die Rollen an

n Schienen mittels zusätzlicher Stützrollen zentriert. Je zwei Unterstützungsrollen bilden eine Einheit. Diese Einheiten erlauben eine geringe Drehung, um Unregelmäßigkeiten in den Schienen und deren Unterstützungen auszugleichen. Die Rolleneinheiten eines jeden Unterstützungspunktes sind durch ein hydraulisches System gekuppelt, um die Belastungen gleichmäßig zu verteilen. Das System erlaubt auch, die gesamte Antriebskonstruktion auf zusätzliche Stützböcke abzusetzen, um eine Überlastung der Rollen bei großen Windstärken zu vermeiden und um sie für Wartung und Reparatur auswechseln zu können.

Das Drehgestell besteht aus einem geschlossenen Fachwerkrahmen, der durch vier Fahrgestelle gestützt wird. Es erlaubt die Drehung des Teleskops bis zu 450° und somit die Einstellung des Azimutes. Die Fahrgestelle übertragen durch Rollen, an denen nur die äußeren angetrieben werden, ihre Belastungen auf zwei auf konzentrischen Kreisen angeordnete Stahlrollen, deren Abstand 12 m und deren mittlerer Radius 64 m beträgt. Die Schienen haben je eine Breite von 25 cm und eine Stärke von 10 cm und lagern auf kreisringförmigen Betonfundamenten von einer Breite von 4 m und einer Tiefe von 1,80 m. Die Radkörper und das Drehgestell übertragen alle Belastungen auf die Schienenfundamente mit Ausnahme der horizontalen Induktionskomponente von $H = 5800$ t, die durch ein im Mittel angeordnetes Drehzapfenlager in ein besonderes Fundament von 29 m Durchmesser und 6,10 m Tiefe geleitet wird. Um diesen Zapfen rotiert das durch vier Streben mit ihm verbundene Drehgestell. Diese Streben leiten nur einen Anteil der Horizontalkraft zu dem Zapfenlager, während der zur Horizontalachse parallele Anteil durch eine V-Strebe, welche durch Zapfenlager an den Achspunkten der Radkörper verbunden ist, übertragen wird. Die gesamte Anordnung der Konstruktion läßt sich aus Abb. 2 ersehen.

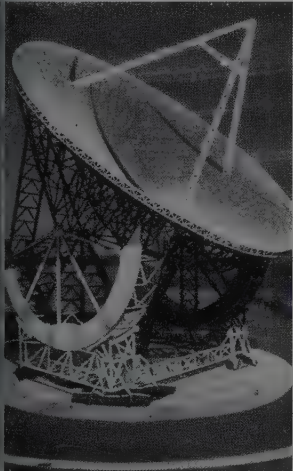


Abb. 2. Gesamtansicht.

ne, heftiger Schneefall, starke Vereisung, Erdbeben und extreme Temperaturen nicht zu erwarten sind. Auch wurde auf einen geringen Störpegel durch Radiowellen geachtet. Ein umfangreiches Untersuchungsprogramm schloß Bodenschwingungs- und Windkanalversuche und die Bestimmungen der Eigenschwingungsfrequenzen ein. Ferner wurde der Montagevorgang, für den zwei fahrbare Türme von 27 m Breite, 128 m Höhe und 61 m Auslegerlänge vorgesehen sind, untersucht. Bei einem Gesamtgewicht der Konstruktion von 20 000 t soll die Belastung einer Rolle 300 t nicht überschreiten, und die Drehgeschwindigkeit muß von 0 bis 1 U/min variiert werden können. Die üblichen Bemessungsformeln für Rollen, die auf dem Durchmesser und der Brinellhärte basieren, zeigten sich als unbrauchbar, so daß für die Bemessung zahlreiche Versuche erforderlich waren. Auch das Antriebs- und Steuerungssystem erforderten eingehende Versuche. Um Störungen bei dem Betrieb des Teleskops durch die eigenen Anlagen zu vermeiden, werden die Verwaltungs-, Werkstatt- und Lagergebäude sowie das Kraftwerk und die Personalunterkünfte auf einem Platz in 6,5 km Entfernung untergebracht. Im September 1958 konnte mit der Auftragsvergabe begonnen werden. Auf der Baustelle war ein Erdhub von 1,15 Millionen Kubikmeter erforderlich, bei dem Sprengungen nicht erlaubt waren. Die Lieferung der Stahlkonstruktion und die gesamte Montage erfolgen durch die American ridge Company. 1962 soll die Montage beendet sein. Die Kosten der Anlage betragen annähernd 330 Millionen DM. — [Nach C. Tyrrell: The Big Dish, Civ. Engng. 29 (1959), Nr. 11, S. 56–59.]

P. Enneper, Rheinhausen.

DK 627.341.3 : 539.313 (047.6)

Einfache elastische Dalben mit konstantem Widerstand

Dalben, die wie einfache Kragträger wirken, können durch Anpassen des Querschnittes an die Biegemomente wesentliche Vorteile aufweisen: Sie sparen Material und nehmen infolge der größeren Durchbiegungen größere Energien auf. Sie haben weiterhin noch den Vorteil, daß bei gegebener Stoßenergie kleinere Reaktionskräfte auf das anstoßende Schiff ausgeübt werden, als es Dalben mit konstantem Querschnitt tun würden.

Beim Stoß des Schiffs gegen den Dalben wird die Bewegungsenergie durch die Formänderungsarbeit des Dalbens aufgenommen. Wird mit f die Durchbiegung des Dalbens, mit R die Reaktionskraft auf das Schiff, mit m die Masse des Schiffs und mit v die Anstoßgeschwindigkeit bezeichnet, so kann geschrieben werden:

$$n \cdot \frac{m \cdot v^2}{2} = R \cdot \frac{f}{2} \tag{1}$$

Hierin ist n ein Faktor, der die Energieverluste durch Reibung, Verformung der Fender usw. berücksichtigt. Je nach der Schiffart liegt n zwischen 0,2 und 0,5 [3].

Nimmt man an, daß der Dalben als Kragträger wirkt, dessen Einspannpunkt mit der Gewässersohle übereinstimmt, obgleich der tatsächliche Einspannpunkt etwas tiefer liegt, dann kann die gesamte Verformungsenergie im gebogenen Dalben durch

$$U = \frac{M^2}{2 E J} d_x \tag{2}$$

ausgedrückt werden (Abb. 1).

Für den Fall eines Kragträgers mit gleichem Querschnitt wird

$$U = \frac{R^2 \cdot x^2}{2 E J} \cdot d_x = \frac{R^2 \cdot h}{6 E J} \tag{3}$$

und für den Fall, daß das Trägheitsmoment proportional dem Biegemoment ist, wird

$$U = \frac{M \cdot R \cdot x}{2 E J} \cdot d_x = \frac{M \cdot R \cdot h^2}{4 E J} = \frac{R^2 \cdot h^3}{4 E J} \tag{4}$$

und die Krümmung ist konstant. J ist hierbei das Trägheitsmoment am Einspannpunkt.

Vergleicht man Gl. (3) und (4), so zeigt sich, daß der Kragträger, dessen Trägheitsmoment proportional dem Biegemoment ist, 50 % mehr Energie aufzunehmen vermag als ein solcher mit konstantem Querschnitt, wenn gleiche Kräfte am freien Ende angreifen und daher gleiche Momente am Einspannpunkt hervorgerufen werden.

In den Abb. 2 bis 4 werden einfache Dalben üblicher Ausführung mit solchen, deren Querschnitt zum freien Ende hin abnimmt und die somit geringeren Materialaufwand erfordern, aber doch größere Energien aufnehmen können, verglichen.

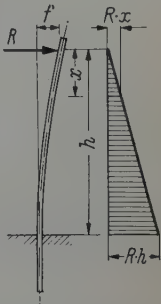


Abb. 1

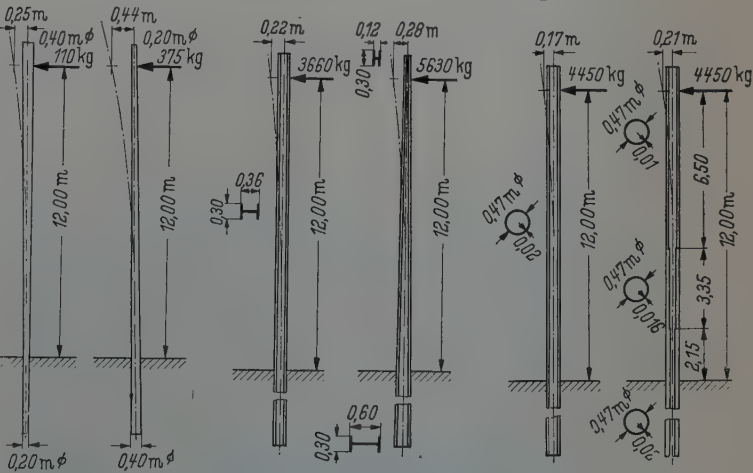


Abb. 2.

Abb. 3.

Abb. 4.

Abb. 2 zeigt zwei Pfähle gleicher Abmessungen, von denen der erste, wie bei Holzpfählen üblich, zopfrecht, der zweite umgekehrt gerammt sein soll. Wie sich zeigt, muß im ersten Fall nicht nur der geringere Querschnitt das größere Moment aufnehmen, sondern auch die aufnehmbare Energie ist geringer, da

die Durchbiegungsmöglichkeit kleiner ist. Während der erste Pfahl 14 kgm aufnehmen kann, vermag der zweite, nur umgekehrt angeordnete Pfahl den 6-fachen Betrag, nämlich 83 kgm aufzunehmen. Der Vergleich setzt voraus, daß beide Pfähle das gleiche Einspannmoment aufweisen. Selbstverständlich ist der zweite Pfahl tiefer einzurammen, um die notwendige Einspannung zu erreichen.

Bei den Pfählen der Abb. 3 wurde das gleiche I-Profil verwendet. Während es im ersten Fall unverändert blieb, wurde im zweiten Fall der Steg diagonal aufgeschnitten und nach einer Drehung von 180° wieder zusammengeschweißt. Bei gleichem Materialaufwand kann der zweite Pfahl nahezu die doppelte Stoßenergie aufnehmen.

Abb. 4 zeigt zwei Rohrdalben mit gleichem Durchmesser. Während der erste überall gleiche Wandstärke aufweist, ist die des zweiten gestaffelt. Trotz des geringeren Materialaufwandes ist der zweite Dalben günstiger. — [Nach Vasco Costa: Elastic Dolphins of Uniform Strength. The Dock & Harbour Authority XL (1960), S. 268.] G. Coesfeld, Aachen.

Literatur

1. Blum: Wirtschaftliche Dalbenformen und ihre Berechnung. Bautechn. 10 (1932), S. 50.
2. Förster: Schiffsstöße auf Kaimauern. Hansa 90 (1953), S. 1501.
3. Minikin: Winds, waves and maritime structures. London 1950.
4. Minnich: Zur Theorie im Boden eingespannter Systeme. Bauing. 35 (1960), S. 170.
5. Müller: Stahlrammpfähle für Dalbenbau. Mitt. Hann. Versuchsamt. Grund- und Wasserbau (1954), H. 5, S. 1.
6. Rogge: Ausrüstung der Seehäfen mit landfesten Pollen. Berlin 1930.

DK 624.915.012.4 : 69.024.4 : 725.16 (745)

Das Schalendach des Postgebäudes in Providence

Größe, eigenartige bauliche Durchbildung und schwierige Ausführung kennzeichnen das Schalendach des neuen Postgebäudes in Providence, Rhode Isl.

Über dem 128,01/91,44 m großen Bauwerk sind 6 voneinander unabhängige, sich kreuzende, parabolische Tonnenschalen von 42,67/45,72 m Grundfläche getrennt durch 5,1 cm breite Dehnungsfugen angeordnet (Abb. 1). Die gesamte Dachlast wird durch 2 Gruppen von je 4 Innenstützen und 16 äußeren Stützen aufgenommen. Beide Stützenarten sind als Kragträger mit Fuß- einspannung und oberem Gelenk ausgebildet und durch Zug-

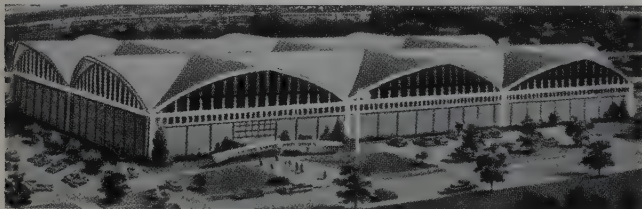


Abb. 1. Gesamtansicht.

bänder zur Aufnahme der Bogenkräfte der Randrippen verbunden.

Das Lehrgerüst für die Dachhaut einer Schale besteht aus 2 gleichartigen Sätzen hölzerner Fachwerkbinder, die in der Mitte auf einem kräftigen, achteckigen, fachwerkartig ausgebildeten Turm und am äußeren Rande auf 8 hölzernen Gerüststützen ruhen. Jeder Satz besteht aus 4 Paar Kehl- bzw. Gratabbindern. Zwischen diesen sind in 8 Sätzen je 4 gekrümmte Träger eingezogen, welche wieder kleine, im Querschnitt 25,4/5,1 cm starke Balken in Abständen von 40,6 cm tragen, auf welchen

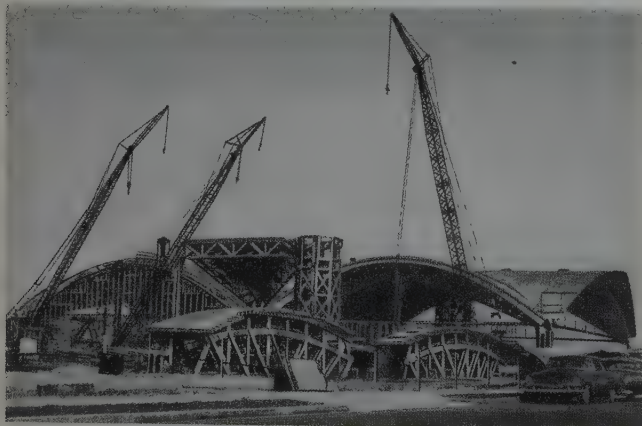


Abb. 2. Aufbau des Bohrgerüsts.

schließlich die 16 mm dicken, 1,22/2,44 m großen Schaltafel angenagelt wurden (Abb. 2). Jede der 8 Schalungsflächenteile einer Tonnenschale ist von den angrenzenden getrennt, um eine unabhängige Absenken beim Ausschalen zu gestatten. Die Überhöhung des Schalungsgerüsts betrug in der Mitte 10,2 cm, die größte Durchbiegung eines beliebigen Punktes während des Betonierens 1,9 cm.

Das Einbringen des Betons in einem Arbeitsvorgange war bei einer Menge von über 610 m³ für jede Schale nicht möglich. Rand- und Diagonalrippen sowie der ansteigende Schalenteile zusammen etwa 410 m³, wurden in etwa 15stündiger Arbeitszeit zuerst geschüttet, tags darauf folgten die restlichen 200 m³. Für die ungehinderte Zuführung des Betons von der Mischanlage wurde gesorgt und durch Rundfunk konnte die Betonsteife fallweise geregelt werden. Auf der Baustelle arbeiteten 4 Krane mit 0,76 m³ großen Kübeln. Vorgeschrieben war eine Druckfestigkeit von 281 kg/cm² nach 7 Tagen und ein Gewicht von 1760 kg/m³ für den Leichtbeton. Dies wurde bei niedrigem Wasserzementwert erreicht und hierdurch gleichzeitig Schwinden und Kriechen ermäßigt. Als Zuschlagstoffe wurden Sand und Blähton unter Beigabe eines luftporenbildenden Mittels verwendet. Sobald an Probezylindern die 7-Tage-Festigkeit erreicht war, wurden die im Querschnitt kastenförmigen Zugbänder gespannt. Dieser Vorgang spielte sich vor dem Ausschalen ab. Durch eine sinnreiche Einrichtung — „Nußknacker“ genannt — wurde die Spannkraft eingeführt. Zwei Gelenkarme, verbunden durch einen Stahlrahmen, greifen passend am Säulenkopf an und erfassen durch eine Aussparung das verstellbare Ende des Zugbandes. Durch langsames Zusammenpressen der Arme wurde die Zugkraft so lange eingeleitet, bis die entsprechende Spannung in der 45,72 m weitgespannten Randrippe erreicht und eine Verschiebung der vier Stützenköpfe von 9,1 mm in diagonale Richtung gemessen wurde (Abb. 3). Der Spannvorgang selbst wurde begrenzt auf eine Überbelastung von 10 v. H. und eine Verschiebung der Stützenköpfe bis 25,4 mm in beliebiger Richtung; er erfolgte gleichzeitig in den vier Zugbändern einer Dachschale. Erst nach dem Abklingen jeder Bewegung wurde das Lehrgerüst abgesenkt. Durch Messungen während des Spanns der Zugbänder konnte die Richtigkeit der rechnerischen Annahmen für die bauliche Durchbildung der Schalen bestätigt werden.

Nachstehend folgen noch einige Angaben über das Bauwerk. Unterhalb des Hauptgeschosses ist im südlichen Teil ein Keller geschloß von 91,44/42,67 m Größe vorhanden, in dem Werkstätten, Transformatoren sowie Kühl- und Lagerräume untergebracht sind. Die darüberliegende Stahlbetondecke in 7,62/7,92 m großen Feldern ist kreuzweise bewehrt. Ein zweistöckiger Gebäudeteil von 12,19 m Breite, ausgebildet als unabhängige, feuersichere Stahlgerippe, erstreckt sich auf die gesamte Länge. Dort befinden sich die Räume für den Publikumsverkehr, Bewirtschaftung und Büros. Mehr als 1000 Betonpfähle von rund 20 m Länge und 35,6 cm ϕ übertragen die Gebäudelast auf tragfähigen Baugrund. Die Außenwände bestehen aus 20,3 cm starken Betonplatten von 3,05/7,92 m Größe, die nachträglich Ziegelverkleidung erhalten und gegen einen Stahlbetonlaufsteig abgestützt sind.

Unter dem Namen „Project Turnkey“ wird dieses mit einem Kostenaufwand von 5,5 Millionen Dollar errichtete Gebäude einer Forschungsstätte zur Prüfung und Verbesserung aller Arbeitsvorgänge des Postverkehrs bei weitgehendster Mechanisierung hinsichtlich Ausstattung und Abwicklung sein. — [Nach: First mechanized post office has unusual barrel-shell roof. Engng. News-Rec. 164 (1960), Nr. 2, S. 30—34.] F. l'Allemand.



Abb. 3. Spannen des Zugbandes.

K 614.777.551.493 : 351.77 (047.6)

Verunreinigung des Grundwassers durch Lagerflüssigkeiten

Mit Rücksicht auf die Wichtigkeit dieses Themas erscheint es rechtmäßig, das vom Bundesminister für Atomkernenergie und Wasserwirtschaft herausgegebene diesbezügliche Gutachten¹ besonders ausführlich zu referieren.

Die Schriftleitung.

Die sichere Wasserversorgung als eine der wichtigsten Voraussetzungen für das Leben der Bevölkerung und eine gesunde Wirtschaft ist in erster Linie abhängig von der Beschaffung ausreichenden und guten Wassers. Nach eingehenden Untersuchungen verschiedener maßgebender Stellen ist der Rohstoff Wasser Deutschland auf lange Sicht gesehen vorhanden. Durch die in den letzten Jahren immer mehr zunehmende Verschmutzung unserer Gewässer, insbesondere des Grundwassers, aus dem in Deutschland noch immer etwa 75 % des Trinkwassers stammen, besteht aber die Gefahr einer Verringerung des kostbaren Wasserschatzes. Eine der Ursachen für die Verschmutzung ist, außer der Einleitung von industriellen und häuslichen Abwässern der Art, auch die Versickerung von Ölen und Treibstoffen aus Anlagen und Heizölbehältern in das Grundwasser. Öle und Treibstoffe, selbst noch in feinsten Verteilung, verderben das Grundwasser für den menschlichen Genuß und für viele industrielle Zwecke.

Zum Schutze des Grundwassers gegen Ölverschmutzungen gibt es bisher noch keine klaren Bestimmungen, da ausreichende Unterlagen für die Beurteilung des Verhaltens von Öl im Grundwasser noch nicht vorhanden waren. Verhandlungen des Bundesministers für Atomkernenergie und Wasserwirtschaft mit den Länderregierungen haben die Notwendigkeit ergeben, solche Schutzbestimmungen zu erlassen, vorerst zunächst aber dazu Beurteilungsgrundlagen zu schaffen. Zu diesem Zwecke sind bekannte Fachleute mit der Ausarbeitung des oben erwähnten Gutachtens beauftragt worden. Wie im ersten Abschnitt näher ausgeführt wird, ist im heutigen Zeitalter die Zahl der Flüssigkeiten, durch die das Grundwasser geschädigt werden kann, so groß, daß die Grundsatzforderung, keine dieser Flüssigkeiten in das Grundwasser gelangen zu lassen, nicht erhoben werden kann. Bei der Untersuchung der Frage, welche Mengen dieser Flüssigkeiten dem Grundwasser gefährlich sind, werden die Auffassungen, selbst bei dem gleichen Stoff, stark divergieren, je nachdem, wie man zur Technik und zur Erhaltung des menschlichen Lebens steht.

Im dritten Abschnitt über die Auswirkung von Mineralölprodukten auf das Grundwasser behandelt Professor Dr. Dr. Zimmermann ausführlich das Ausmaß der Gefahr, die Herkunft von Verunreinigungen des Grundwassers durch Mineralöle, die Möglichkeiten der Entstehung von Mineralölverlusten, die möglichen Auswirkungen auf die Wasserversorgung im allgemeinen, auf das Grundwasser in physikalischer, chemischer, biologischer, räumlicher und zeitlicher Hinsicht.

¹ Gutachten zur Frage des Schutzes des Grundwassers gegen Verunreinigung durch Lagerflüssigkeiten. (Im Auftrage des Bundesministeriums für Atomkernenergie und Wasserwirtschaft.) Godesberg: Verneigung Deutscher Gewässerschutz e. V. 1959.

Im vierten Abschnitt geben Prof. Dr. Michels und Prof. Dr. Udluft eine Übersicht über die bisher erlassenen Schutzvorschriften für das Grundwasser und behandeln in weiteren Unterabschnitten den Abbau von Erdöl und Erdölderivaten im Grundwasser, die Bedeutung der Gesteinsausbildung als Grundwasserleiter oder Grundwasserstauer, Fassungsgebiete und Schutzbezirke, die Bedeutung der Höhenlage der Grundwasseroberfläche, Zulassungsvorschriften von Behältern für Lagerflüssigkeiten in den Fassungsgebieten und Schutzbezirken nach den Vorschlägen des Städtetages bzw. den Industrienormen und Kontrollmaßnahmen zur Feststellung qualitativer Veränderungen des Grundwassers in der Umgebung von Großanlagen.

Schließlich werden im fünften Abschnitt „Grundwasserschutz“ von Regierungsrat Dipl.-Ing. Nabert u. a. die Grenzkonzentration, Sicherung wegen Überschreitung der Grenzkonzentration, Lagerungsarten, Korrosion, Alterung und Leckanzeige behandelt. In einer Beilage gibt Nabert „Anregungen für technische Grundsätze“. Ein ausführliches Literaturverzeichnis ist am Schluß des Gutachtens beigelegt.

Auf Grund deutscher und schweizerischer Erfahrungen ist in der Bundesrepublik, bezogen auf den vorhandenen Tankraum, mit jährlichen Verlusten von etwa 250 000 bis 2 500 000 Liter Lagerflüssigkeit zu rechnen. Da diese Mengen meist in den Untergrund versickern, werden sie nicht sofort bemerkt, sondern oft erst nach Jahren, wenn der Schaden im Grundwasser nicht mehr behoben werden kann. Diese Verluste dürften nach den Feststellungen der Gutachter in Zukunft eher zu- als abnehmen, da im Laufe der nächsten Jahre immer mehr von den bereits ohne besondere Sicherungen eingebauten Tankbehältern undicht werden. Die Gefahr ist besonders deswegen so groß, weil sich die Mineralöle im Boden oft relativ weit ausbreiten und erst nach einer Reihe von Jahren zu bemerken sind, weil sie weiterhin ein Wasser noch in millionenfacher Verdünnung ungenießbar machen und zudem so schwer abzubauen sind, daß ein Grundwasserwerk auf Jahre oder Jahrzehnte hinaus unbrauchbar werden kann. Schließlich sind solche Verunreinigungen aus dem Trinkwasser nur mit übermäßigem technischen Aufwand oder überhaupt nicht mehr zu beseitigen.

Die befragten Fachleute sind übereinstimmend der Auffassung, daß in allen Bundesländern Fassungsgebiete, Schutzbezirke und Einzugsgebiete für sämtliche öffentlichen Wasserversorgungen einzurichten sind.

Die Sachverständigen fordern darüber hinaus eine Überprüfung und eventuelle Ausgliederung der Schutzbezirke für Heil- und Mineralquellen. Für alle beobachteten Verluste von Lagerflüssigkeiten, die in den Untergrund sickern können, ist eine gesetzliche Meldepflicht an die zuständige Wasserwirtschaftsstelle vorzuschreiben. Die Sachverständigen verlangen außerdem den Erlass von exakten technischen Vorschriften für den Bau von Behältern.

Dem Grundwasserschutz wird so große Bedeutung zugemessen, daß es Bund und Länder für notwendig erachten, die Lagerung von flüssigen Brennstoffen künftig auch von einer wasserrechtlichen Genehmigung abhängig zu machen.

Prof. Dr.-Ing. K. Hünenberg, Berlin.

Buchbesprechungen

K 627.43 (022)

Press, H.: Stauanlagen und Wasserkraftwerke. II. Teil: Wehre. 2., erweiterte Aufl. XI u. 395 S., 17 × 24 cm, mit 9 Abb. Berlin: W. Ernst & Sohn 1959. Brosch. 52,— DM, geb. 56,— DM.

Nachdem der I. Teil „Talsperren“ der Trilogie „Stauanlagen und Wasserkraftwerke“ bereits in 2. verbesserter Auflage erschienen ist, nunmehr auch der II. Teil „Wehre“ auf den neuesten Stand gebracht. Das Buch ist dabei sehr wesentlich erweitert worden und hat an Wert erheblich gewonnen. Ein Kapitel „Die Eisbekämpfung an Wehren“ ist neu hinzugekommen.

Im 1. Kapitel des Buches werden „Allgemeine Gesichtspunkte“ behandelt. Das 2. Kapitel als hauptsächlichster Teil des Buches beschäftigt sich auf rund 250 Seiten mit den konstruktiven Einzelheiten. Besprochen werden hier die festen Wehre mit Hinweisen auf die aufgelösten Konstruktionen und die entsprechenden Bauweisen bei Talsperren oder auch auf die Geschiebesperren der Wildbachverbauung, die massiven Teile der beweglichen Wehre, Wehrboden, Wehrrahmen, Wehrpfeiler usw., die Gründungsfragen, Geschiebeabfuhr und die Einrichtungen zur Energiebeherrschung im Unterwasser der Wehre. Es folgt die Behandlung der Heberwehre. Im letzten werden ferner dargestellt die Verschlussmöglichkeiten der beweglichen Wehre, die Anforderungen an die Wehrverschlüsse in

betriebstechnischer, hydraulischer, materialmäßiger Hinsicht, ebenso wie die Berechnungsgrundlagen für die Staukörper. Eingehend werden die beweglichen Verschlüsse selbst behandelt, auch in ihrer Verwendung im Kraftwerksbereich. Damit ist zugleich die Brücke zum III. Teil des Gesamtwerkes, den „Wasserkraftanlagen“, geschlagen. Auch Sonderkonstruktionen, wie z. B. das Staubalkenwehr, werden erörtert. Schließlich finden auch die wehrartigen Notverschlüsse in dem Buch gebührende Berücksichtigung.

Es ist ein Vorzug des Buches, daß es sich also nicht auf den strengen Bereich des eigentlichen Wehrbaues beschränkt, sondern das Wehr, wie dies der Wirklichkeit des Ingenieurschaffens entspricht, als Bauelement innerhalb der Gesamtkonzeption eines Flußausbaues und die Wehrkonstruktionen auch in ihren Beziehungen zu Randgebieten sieht. Dem trägt auch das 3. Kapitel „Sonderbauwerke an Wehranlagen“ Rechnung, das sich mit den Entnahmehäusern für das Kraftwasser, den Kraftwerken selbst, ja selbst auch Schiffsschleusen und Hebewerken, Flußdurchlässen, Bootsgassen und Fischwehren befaßt, und ebenso das weitere, zwar ebenfalls nur kurze Kapitel über „Die Nebenbauwerke“, wie Anschlußdämme, Anpflanzungen und dgl. Schließlich ist auch der „Bauausführung“ und der „Überwachung der Wehranlagen“ in den Schlußkapiteln des Buches eine kurze Betrachtung gewidmet.

Das vorzüglich mit reichem Bildmaterial ausgestattete Buch kann der Fachwelt nur wärmstens empfohlen werden.

F. Zimmermann, Braunschweig.

DK 666.974 : 621.039.538.002.3 (023)

Seetzen, J.: **Technologie der Abschirmbetone**. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der T.H. Hannover, herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. W. Zerna, Band 2. DIN B 5, 104 S., 24 Abb. Werner-Verlag G.m.b.H., Düsseldorf 1960. Brosch. 15,— DM.

Das Buch bietet eine sehr übersichtliche Zusammenfassung zahlreicher Daten von Schwerbetonen für Strahlenabschirmung sowie eine Erläuterung der hauptsächlichlichen, bei der Spezialbeton-Herstellung gesammelten, praktischen Erfahrungen. Zunächst werden Eigenschaften von verschiedenen Betonzuschlägen hoher Dichte (schwere Erze, metallisches Eisen, schwere Schlacken) und von handelsüblichen und Spezial-Zementen behandelt. Darauf werden die für Abschirmbetone wesentlichen Eigenschaften der verschiedenen Schwerbetonarten wiedergegeben (die Versuchswerte stammen zum größten Teil aus amerikanischen Veröffentlichungen), und die Wirtschaftlichkeitsaspekte werden erläutert. Abschließend werden Aufbereitung und Korntrennung der schweren Zuschlagstoffe sowie verschiedene Betonierverfahren erläutert. — Das Buch füllt nicht nur eine Lücke in der deutschen Fachliteratur aus, sondern es ist auch die bisher umfassendste verfügbare Zusammenstellung von Werten über die Technologie der Abschirmbetone. Es dürfte für an Entwurf und Ausführung von Abschirmungskonstruktionen arbeitende Bauingenieure von großem praktischem Wert sein.

Th. Jaeger, Berlin.

DK 624.072.327 : 624.023.8 (023)

Schaber, E.: **Beitrag zur Stabilitätsberechnung ebener Stabwerke**. 177 S., 21 × 29,7 cm, mit 82 Abb. u. 20 Tafeln. Köln: Stahlbau-Verlags-G.m.b.H. 1960. Brosch. 19,50 DM.

Die Berechnung der Stabilität von Stabwerken, deren erste Ansätze vor etwa 40 Jahren von Bleich, v. Mises u.a. formuliert wurden, haben eine immer weitgehendere Verfeinerung erfahren. In dem vorliegenden Buch werden nun strenge und angenäherte Berechnungsverfahren für biege- und auch dehnsteife Stabsysteme bei Berücksichtigung der Schubverformungen in größter Allgemeingültigkeit dargelegt und teils neu entwickelt.

Auf der Grundlage der vom geometrisch bestimmten Hauptsystem hergeleiteten zwangsläufigen Gebilde, denen bestimmte „Dreh- und Wegfesseln“ im Sinne ausgezeichneten Parameter des Verschiebungszustandes vorgeschrieben werden, lassen sich in Verwandtschaft zu den aus Gleichgewichtsbetrachtungen an den Knotenpunkten hergeleiteten Drehwinkelansätzen Bestimmungsgleichungen des indifferenten Gleichgewichtes herleiten, deren verschwindende Koeffizientendeterminante auf kritische Lastkombinationen führen. Gegenüber den nach DIN 4114 bekannten Ansätzen des durchlaufenden Druckstabes mit den Parametern $\alpha(\varphi)$ usw. sind zugunsten einer größeren Allgemeinheit von Randbedingungen transzendente Größen der Form $F_i(\varepsilon)$ sowohl für axiale Druck- als auch Zugbeanspruchung entwickelt worden. Die Ansätze haben sämtlich Gültigkeit im plastischen Formänderungsbereich, sofern der Elastizitätsmodul durch einen plastischen Modul im Sinne Engessers oder Shanleys ersetzt wird. Bei Berücksichtigung der Querkraftverformungen wird hier im plastischen Bereich der Verlauf des Schubmoduls in Abhängigkeit der Knickspannungen proportional zum plastischen Modul gesetzt.

Von den Näherungslösungen zur Stabilitätsuntersuchung der Stabsysteme behandelt der Verfasser zunächst die bei unverschieblichen Knotenpunkten gültige Methode Slavin und zeigt die Verwandtschaft zur Deformationsmethode auf. Von praktisch großem Interesse ist hierbei die zweckmäßige Auswahl der dem am meisten knickgefährdeten Stab zugeordneten Stabgruppe, um die Fehlerempfindlichkeit zu reduzieren.

Im Falle einer verschieblichen Knotenpunktfigur lassen sich, wie der Verfasser wohl erstmalig allgemeingültig nachweist, brauchbare Näherungslösungen aufstellen, wenn die von den Axialkräften abhängigen transzendenten Größen in Reihen mit beschränkter Gliederzahl entwickelt werden.

Die sehr sorgfältigen theoretischen Ableitungen werden durch 8 ausführliche Zahlenbeispiele ergänzt, bei welchen teils die exakten Ergebnisse mit denen der Näherungslösungen verglichen werden. Im Anhang des Buches sind die Knickmoduli nach Engesser und Shanley sowie die transzendenten Hilfsgrößen der Stabilitätsberechnung bei relativ feiner Unterteilung tabelliert worden.

Das Buch wird allen, die sich mit den Stabilitätsfragen eingehender beschäftigen, wertvolle Hinweise geben und kann nur empfohlen werden.

G. Bürgermeister, Dresden.

DK 624.074.4 : 016 (022) = 82 = 30

Wlassow, W. S.: **Allgemeine Schalentheorie und ihre Anwendung in der Technik**. (Deutsche Übersetzung des 1949 im Staatsverlag für technisch-theoretische Literatur Moskau/Leningrad erschienenen Bandes.) XI, 661 S., Gr. 16,5 × 24 cm, mit zahlr. Abb. Berlin: Akademie-Verlag 1958. Geb. 75,— DM.

Dieses Werk enthält die Darstellung einer allgemeinen Theorie stetig gekrümmter und prismatischer Schalen einschließlich einer Anzahl zugehöriger Berechnungsbeispiele. Es besteht aus fünf Hauptteilen.

Im Teil I wird nach einer für das Verständnis der folgenden Ausführungen notwendigen, kurzen Einführung in die mathematische Flächentheorie die Membrantheorie der Schalen behandelt. Insbeson-

dere werden Rotationsschalen positiver Gaußscher Krümmung Flächen 2. Ordnung unter Belastung durch beliebige Einzelkräfte Momente untersucht. Die Gleichgewichtsbedingungen der Membrantheorie solcher Schalen sowie positiv gekrümmter, allgemeiner Schalen 2. Ordnung werden auf Cauchy-Riemannsche Differentialgleichungen zurückgeführt und damit die Schnittkräfte mittels Real- und Imaginärteile einer analytischen Funktion beschrieben. Die besonderen Eigenschaften von Flächen negativer Gaußscher Krümmung wird hingewiesen.

Der Teil II enthält eine allgemeine Theorie biegegesteifer Schalen auf der Grundlage der räumlichen Elastizitätstheorie in krummlinigen, orthogonalen Koordinaten. Diese wird zunächst zur Darstellung der Differentialgleichungen dickwandiger Schalen benutzt, die durch die Festsetzung, daß die Arbeit der Volumkräfte senkrecht zur Schalenmittelfläche Null sein soll, in die drei partiellen Differentialgleichungen einer beliebigen, dünnen Schale übergeführt werden. Die so gewonnenen Ergebnisse dienen zur Herleitung der bekannten drei partiellen Differentialgleichungen der Kreiszyinderschale und weiter zur Transformation dieser Gleichungen in eine einzige partielle Differentialgleichung 8. Ordnung einer Spannungsfunktion. In gleicher Weise werden zwei Formen von je zwei partiellen Differentialgleichungen für die Kugelschale aufgestellt, und eine davon wiederum in eine partielle Differentialgleichung 8. Ordnung für eine Spannungsfunktion umgeschrieben.

Die Theorie und Berechnung sogenannter schwach gekrümmter Schalen ist der Inhalt des Teiles III. Als „schwach gekrümmt“ werden entweder abwickelbare Schalen beliebiger Pfeilhöhe, der Gaußsche Krümmung bekanntlich Null ist, oder Schalen aus Flächenteilen mit von Null verschiedener Gaußscher Krümmung definiert, bei welchen ein auf die Fläche gelegtes orthogonales Koordinatensystem sich von seiner Projektion auf die Äquatorebene der Fläche nur wenig unterscheidet. Durch Einführung aus der „schwach gekrümmten“ resultierender Vereinfachungen in Ergebnisse des Teiles II entstehen übersichtliche Berechnungsverfahren für Zylinderschalen und Kugelschalen mit kreisförmigem und rechteckigem Grundriß. Es wird nachgewiesen, daß die Differentialgleichungen der Scheibe und der dünnen Platte Spezialfälle der zwei simultanen partiellen Differentialgleichungen 4. Ordnung schwach gekrümmter Schalen sind. Im Grundriß rechteckige Zylinder- und Kugelschalen geringer Pfeilhöhe mit allseits drehbar aufgelagerten Rändern werden über Spannungsfunktionen ähnlich wie Scheiben bzw. Platten mit doppelten oder einfachen trigonometrischen Reihen, Kugelskalotten in Analogie zu elastisch gebetteten Kreisplatten mit Zylinderfunktionen berechnet.

Der Teil IV ist der Theorie orthotroper Zylinderschalen gewidmet, während im Teil V die Membran- und Biegetheorie prismatischer und mehrfach zusammenhängender Faltwerke sowie der Übergang von der Theorie der Faltwerke zu derjenigen der Zylinderschalen dargestellt ist.

Das umfangreiche, in vielen Kapiteln sehr ausführliche Buch gemäß dem Vorwort eine Zusammenfassung von Forschungsarbeiten, die in den letzten Jahrzehnten in der Sowjetunion durchgeführt wurden. Dies dürfte die Tatsache erklären, daß das 65 Einzeltitel umfassende Literaturverzeichnis und auch der gesamte Text nur russischer Sprache erschienene Veröffentlichungen nennt. Als Monographie stellt das vorliegende Werk eine wesentliche Bereicherung der Schalenliteratur dar, weil es teils bisher neue, teils auch außerordentlich Sprachbereich bekannte, aber verstreut veröffentlichte Ergebnisse von Untersuchungen aus der Schalentheorie enthält. Übersetzung ins Deutsche muß als vorzüglich bezeichnet werden.

W. Koepcke, Berlin

DK 624.9 - 183.4 : 629.13 - 183.4 (022)

Hertel, H.: **Leichtbau**. Bauelemente, Bemessungen und Konstruktionen von Flugzeugen und anderen Leichtbauwerken. XXVIII u. 526 S., 15,5 × 23 cm, mit 525 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1960. Geb. 67,50 DM.

Zwischen Bauingenieurwesen und Flugzeugbau bestehen interessante Wechselwirkungen. Während z. B. die Flugzeugstatik ihren Anfängen die damals schon hochentwickelte Stabstatik des Bauwesens benutzen konnte, mußte sie bald eigene Wege gehen. Methoden zur Berechnung solcher Konstruktionen entwickeln, besonders gewicht- und damit werkstoffsparend sind. Im letzten Jahrzehnt hat sich aber auch das Bauwesen für Werkstoffersparnis mehr und mehr interessiert, so daß ein Buch sehr gelegen kommt, das die häufig unter dem Stichwort „Leichtbau“ zusammengefaßten Probleme behandelt. Das vorliegende Werk ist zwar in erster Linie für den Flugzeugbau geschrieben, bietet aber auch dem Bauingenieur eine sehr wertvolle umfassende Darstellung der ihm interessierenden Leichtbauprobleme und ist eine Fundgrube für neue Anwendungsmöglichkeiten von Konstruktionen oder Rechenmethoden, die im Flugzeugbau schon üblich sind.

Das Buch bringt Konstruktion und Berechnung nicht getrennt, sondern in bunter Reihenfolge, so wie es sich durch das betrachtete Problem ergibt. Im einzelnen werden behandelt: Konstruktive Aufgaben des Leichtbaues, Leichtbauwerkstoffe, Stabilitätsprobleme, Stäbe mit dünnwandigem Querschnitt, Flächenträger, Sandwich-Konstruktionen, Krafteinleitungsprobleme, Prefabrikation des Leichtmetall-, Niet-, Schweiß- und Klebetechnik und schließlich eine Reihe Fragen der Lastannahmen und „Vorschriftenstatik“ des Flugzeugbaues. Diese den Inhalt des Buches kennzeichnenden Stichwörter, welche großes Stoffgebiet behandelt wird, ermöglicht wird durch eine sehr straffe Darstellung, die vielfach auf Ableitungen verzichtet und nur Ergebnisse nennt. Das Buch bekommt dazu

Vor kurzem erschien:

Wilhelm Taenzer

Stahlmaste für Starkstrom-Freileitungen

Berechnung und Beispiele

Dritte erweiterte Auflage

von Dipl.-Ing. KURT FIELITZ, Osnabrück,
und Dr.-Ing. HEINZ MORS, Mannheim

Mit 134 Abbildungen und 8 Tabellen.

VIII, 164 Seiten 4°. 1960. Ganzleinen DM 48,—

INHALTSÜBERSICHT

Allgemeine Grundlagen der Berechnung: Übersicht über die VDE-Vorschriften für den Bau von Starkstrom-Freileitungen. Auszug aus VDE 0210/2.58 für den Bau von Starkstrom-Freileitungen. Berechnung und Konstruktion der Maste. Berechnung und Ausführung der Mastgründungen · Berechnungsbeispiele: Tragmast einer 30-kV-Doppelleitung. Endmast einer 30-kV-Doppelleitung. Tragmast einer 60-kV-Doppelleitung. Winkelabspannmast —160 bis 180° einer 60-kV-Doppelleitung. Tragmast einer 110-kV-Doppelleitung. Winkelabspannmast —160 bis 180° einer 110-kV-Doppelleitung. Tragmast einer 220-kV-Doppelleitung. Winkelabspannmast —160 bis 180° einer 220-kV-Doppelleitung. Rohrgitter-Tragmast einer 220-kV-Doppelleitung. Tragmast einer 110/220-kV-Vierfachleitung. Winkelabspannmast —160 bis 180° einer 110/220-kV-Vierfachleitung. Tragmast einer 220/380-kV-Leitung. Winkelmast —165° einer 220/380-kV-Leitung. Geschweißter Flachmast in Rahmenkonstruktion · Anhang: Tabelle 1 der Knickzahlen für St 37 und St 52. Tabelle 2 Seilquerschnitte nach DIN 48201. Anleitung: zur Durchhangsberechnung. Ausführungsbeispiele für Isolatorenketten.

ZUR INFORMATION

Das Buch soll den Energieversorgungsunternehmen bei der Planung neuer Leitungsstrecken, den Stahlbauunternehmen bei der Berechnung und Herstellung wirtschaftlicher Masttypen als brauchbare Handhabe und nicht zuletzt den Studierenden als Rüstzeug zur Einarbeitung in dieses Fachgebiet dienen.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

KAMPER / HOTTINGER /
VON GONZENBACH

Die Heiz- und Lüftungsanlagen in den verschiedenen Gebäudearten

einschließlich Warmwasserversorgungs-, Be-
feuchtungs-, Entnebelungs- und Klimaanlage.

Dritte Auflage bearbeitet von Dr.-Ing. A. KOLL-
MAR, Regierungsdirektor beim Senator für Bau- und
Wohnungswesen Berlin,
und Professor Dr. W. LIESE, Erster Direktor beim
Bundesgesundheitsamt, Max von Pettenkofer-Institut
Berlin

Mit 113 Abbildungen im Text und auf einer Tafel.
VIII, 335 Seiten Gr.-8°. 1954. Ganzleinen DM 34,50

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„...Der Inhalt ist in der neuen Auflage gegliedert
in die Anlagen von bei Tag und bei Nacht benützten
Gebäuden, bei tagsüber benützten und bei täglich oder
zeitweilig nur mehrstündig benützten Gebäuden. Dem-
entsprechend behandelt das Buch hygienische Grund-
lagen, die technischen Grundlagen der Heizungs-,
Lüftungs- und Warmwasserversorgungsanlagen, die
Anlagen in den vorerwähnten drei Gruppen ein-
schließlich Kirchen, die Sonderanlagen in Stallungen,
Gewächshäusern einschließlich Blumenfenstern, Bauaus-
trocknung usw. und zuletzt die Anlagen in Verkehrs-
mitteln wie Eisenbahnwagen, Auto, Schiffen usw. Alles
ist sehr gründlich gehalten und mit vielen Zeichnun-
gen, Bildern und Tabellen versehen. Wer in der heu-
tigen, wärmemäßig etwas verworrenen Zeit einwand-
frei bauen will, kann aus diesem wertvollen Buch
wichtige Anhaltspunkte und Anregungen entnehmen...“

Die Bauzeitung/Dt. Bauzeitung

H. Rietschels Lehrbuch der Heiz- und Lüftungstechnik

Vierzehnte, verbesserte Auflage
von Dr.-Ing. WILHELM RAISS,

o. Professor an der Technischen Universität Berlin,
Direktor des Institutes für Heizung und Lüftung

Mit einem Abschnitt „Wärmephysiologische und hygie-
nische Grundlagen“ von Dr.-Ing. F. ROEDLER, Wissen-
schaftlicher Rat und Professor beim Bundesgesund-
heitsamt

Mit 547 Abbildungen, 43 Zahlen- und 2 Bildtafeln
sowie den Arbeitsblättern 1—15. XII, 606 Seiten 4°.
1960. Ganzleinen DM 79,50

INHALTSÜBERSICHT

Einrichtungen zur Heizung und Lüftung • Berechnung
von Heiz- und Lüftungsanlagen • Zahlen- und Bild-
tafeln.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN • GÖTTINGEN • HEIDELBERG

den Charakter eines Handbuches, weniger den eines Lehrbuches. Es ist zu wünschen, daß es auch in Bauingenieurkreisen weite Verbreitung findet.

A. Pflüger, Hannover.

K 625.7/.8 (73) (021) = 20

Woods, K. B.: Highway Engineering Handbook (Handbuch für Straßeningenieurwesen). 1696 S., 15 × 23 cm, mit 672 Abb. New York/Toronto/London: McGraw-Hill Book Company, Inc. 1960. Geb. £ 9/14 s.

Das umfangreiche Handbuch vermittelt einen guten Überblick über den neuesten Stand des Straßenbaus und der Straßenverkehrstechnik in den USA. Neben Professor K. B. Woods, dem Leiter der Fakultät für Bauingenieurwesen der Purdue Universität, zeichnen Professor D. S. Berry, Northwestern Universität, und Professor H. Goetz, Purdue, als Mitherausgeber. In 4 Hauptkapiteln werden 7 Abschnitten über von den verschiedenen Verfassern die Einzelgebiete des Straßeningenieurwesens behandelt. Der Hauptteil I befaßt sich mit den Problemen der Verwaltung, Finanzierung und der allgemeinen Straßenplanung. Der Hauptteil II hat die Fragen des Untergrundes und der Bodenmechanik und der Teil III das Vergabewesen und die Baustoffkunde für den Straßenbau zum Inhalt. Im vierten Hauptabschnitt werden die geometrische Bemessung sowie der Entwurf und der Bau von flexiblen und starren Deckenbefestigungen behandelt. Wenn man dieses Nachschlagewerk mit einer entsprechenden deutschen Veröffentlichung oder Arbeiten des europäischen Auslandes vergleicht, fällt auf, daß die fahrdynamischen Forderungen des

Kraftwagens an die Straße und die damit zusammenhängenden theoretischen Überlegungen verhältnismäßig kurz behandelt sind. Sehr großer Nachdruck wird in fast allen Abschnitten auf die Bedürfnisse der straßenbautechnischen Praxis gelegt. Viele Referate lassen erkennen, daß der amerikanische Straßenbauer in weit größerem Maße als etwa sein deutscher Kollege gezwungen ist, sich laufend mit finanziellen und verwirtschaftlichen Fragen auseinanderzusetzen. Dies trifft nicht nur für den in der unternehmerischen Praxis tätigen Fachmann zu. Auch die Ingenieure der Verwaltungen und die auf dem Gebiete der Forschung und Entwicklung tätigen Spezialisten werden immer wieder auf die wirtschaftlichen Zusammenhänge hingewiesen.

Das vorliegende Handbuch enthält viele wertvolle Unterlagen für den Straßenbau in Entwicklungsländern. Hier konnten die Straßenbauingenieure in den USA seit langer Zeit schon eigene Erfahrungen in den weiten Gebieten des Mittelwestens der Vereinigten Staaten sammeln, wo kein überkommenes versteinertes Straßennetz zur Verfügung steht, und wo wegen der großen Transportentfernungen „local materials“, auch wenn es sich nach unserer Auffassung um Baustoffe minderer Qualität handelt, verwendet werden müssen. In diesem Zusammenhang sei auf die im Hauptabschnitt III/21 behandelten Fragen der praktischen Anwendung der Bodenstabilisierung hingewiesen. Die übersichtlichen Zusammenstellungen der amerikanischen Bemessungsverfahren für den Deckenbau sind für den Straßenbauer von großem Wert. Die Namen der Verfasser der Einzelabschnitte des Handbuchs sind durchweg in der Fachwelt anerkannte Autoritäten auf den verschiedenen Teilgebieten.

B. Wehner, Berlin.

Verschiedenes

Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Hans Meyer-Heinrich 75 Jahre

Dr. H. Meyer-Heinrich, Mitglied des Aufsichtsrates der Philipp Holzmann A.G., Frankfurt/M., wurde am 9. November 1885 in Limburg a. d. Lahn geboren, absolvierte er dort 1905 das Abitur am humanistischen Gymnasium, studierte bis 1910 an den Technischen Hochschulen Karlsruhe und Hannover Bauingenieur (unterbrochen durch Militärdienst) und trat 1911 in das Brückenbaubüro der Philipp Holzmann A.G. ein. Bis 1921 war er (mit Unterbrechung 1914–1918 durch Teilnahme am Weltkrieg) Bauleiter und Oberbauleiter auf Baustellen des Erd- und Wasserbaues.

1921 promovierte H. Meyer-Heinrich zum Dr.-Ing. an der Technischen Hochschule Hannover mit Auszeichnung. 1922–1928 als Leiter der Zweigstelle Baden und Pfalz der Philipp Holzmann A.G. tätig, übernahm er anschließend bis 1936 die Leitung der Tiefbau-Abteilung in Frankfurt/M. und war von 1936 bis 1956 Mitglied des Vorstandes der Philipp Holzmann A.G.

Meyer-Heinrich hat sich auf dem Gebiet der Bauwirtschaft sowohl in wirtschaftlicher wie technischer Beziehung große Verdienste erworben, indem er sich besonders für eine weitestgehende Rationalisierung der Baubetriebe eingesetzt hat. Diese in großem Erfolg begleiteten Bemühungen sind richtunggebend für die gesamte Bauwirtschaft geworden.

Besonders erwähnenswert ist der von Meyer-Heinrich für die Philipp Holzmann A.G. geleitete und durchgeführte Wiederaufbau der Auslandstätigkeit, die dank seiner großen Erfahrungen auf dem Baugebiet aus dem Nichts wieder auf eine beachtliche Höhe gebracht werden konnte.

In Anerkennung seiner hervorragenden Leistungen auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens verlieh ihm die Technische Hochschule Karlsruhe im Jahre 1949 die Würde des Dr.-Ing. h. c. — Ab 1957 ist H. Meyer-Heinrich Mitglied des Aufsichtsrates der Philipp Holzmann A.G., Frankfurt/M. Er ist ferner Mitglied des Aufsichtsrates des Kautionsvereins für das Deutsche Baugewerbe; Stellv. Vorsitzender der Türkisch-deutschen Handelskammer in Frankfurt/M.; Mitglied des Aufsichtsrates der Süddeutschen Großbauten G.m.b.H. in Frankfurt/M. und Mitglied des Beirates der Deutschen Bank A.G. für Hessen.

F. L. Linsenhoff.

Ernst Melan zum 70. Geburtstag

Professor Dipl.-Ing. Dr. techn. Ernst Melan, Ordinarius für Baustatik und Baukonstruktionen an der Technischen Hochschule Wien feierte am 16. November seinen 70. Geburtstag.

Ernst Melan wurde in Brünn als Sohn des berühmten Brückenbauers Joseph Melan geboren. Er verbrachte seine Jugend in Prag, wo er auch an der Deutschen Technischen Hochschule die Staatsprüfung aus dem Bauingenieurfache ablegte und 1917 mit einer Dissertation über die Torsion von Umdrehungsprofilen zum Doktor der Technischen Wissenschaften promovierte.

In den Jahren 1916 bis 1918 war Melan bei der k.k. Statthalterei in Graz tätig und trat anschließend als Statiker bei der Brückenbauanstalt Waagner-Biro A.G. ein. Er blieb bis zum

Jahre 1920 und arbeitete dann bis 1921 als Betriebsingenieur im Festigkeitslabor der Technischen Hochschule Berlin-Charlottenburg, um anschließend wieder zu Waagner-Biro zurückzukehren, wo er als Abteilungsleiter bis 1923 wirkte.

Bereits 1922 habilitierte sich Melan an der Technischen Hochschule in Wien für das Lehrgebiet Elastizitätstheorie.

Das Jahr 1923 brachte Melan die Berufung an die Deutsche Technische Hochschule in Prag als a. o. Professor für Baustatik und Festigkeitslehre. Er blieb aber nur zwei Jahre an seiner neuen Wirkungsstätte, denn schon im Jahre 1925 erfolgte seine Ernennung zum ordentlichen Professor für Baustatik an der Technischen Hochschule in Wien. 1939 wurde dann sein Lehrauftrag auf Baustatik und Baukonstruktionen des Stahl- und Holzbaues erweitert. Diesen Lehrstuhl hat Professor Melan auch heute noch inne. 1952/53 bekleidete er das Amt des Rektors.

Die Akademie der Wissenschaften in Prag wählte Melan im Jahre 1943 zum korrespondierenden Mitglied. Im Jahre 1945 wurde er zum wirklichen Mitglied der Österreichischen Akademie der Wissenschaften gewählt.

Die Republik Österreich verlieh ihm im Jahre 1959 das Österreichische Ehrenzeichen für Wissenschaft und Kunst.

Professor Melan ist einer der seltenen Forscher, die neben ihrer wissenschaftlichen, gleichzeitig eine umfangreiche praktische Tätigkeit ausüben. Sie umfaßt alle Zweige des Stahlhochbaues sowie des Ingenieurholzbaues, um dessen Weiterentwicklung sich Melan besondere Verdienste erworben hat. Auf wissenschaftlichem Gebiet hat sich Prof. Melan vor allem mit Problemen der Baustatik, der Elastizitätstheorie und der Plastizitätstheorie beschäftigt. Eine Reihe grundlegender Arbeiten stammen aus seiner Feder. In den letzten Jahren hat er sein besonderes Interesse der Theorie der Wärmespannungen zugewendet.

Neben einer großen Anzahl von Zeitschriftenaufsätzen hat Professor Melan nicht weniger als sieben Bücher, zum Teil gemeinsam mit anderen Autoren veröffentlicht. Unter seinen ehemaligen Schülern findet sich so mancher klangvolle Name.

Seine Fachkollegen und seine Freunde in aller Welt bringen ihm ihre aufrichtigen Glückwünsche dar.

H. Parkus, Wien.

Landesoberbaudirektor Berr 65 Jahre

Am 3. Oktober 1960 beging Landesoberbaudirektor Otto Berr gebürtig in Wuppertal-Elberfeld seinen 65. Geburtstag. Von 1915 an nahm er am ersten Weltkrieg bis zu dessen Ende teil.



Anschließend nahm er das Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Hochschule Hannover auf. Im Januar 1923 legte er seine Diplom-Hauptprüfung ab und begann als Regierungsbauführer bei der damaligen Deutschen Reichsbahngesellschaft seine Ausbildungszeit, um im Mai 1926 die große Staatsprüfung für das Eisenbahn- und Straßenbaufach abzulegen. Die einschneidenden Sparmaßnahmen, insbesondere bei der Reichsbahngesellschaft, versagten ihm zunächst die behördliche Laufbahn. So wurde er bis Anfang 1934 bei der Bauunternehmung A. & J. Pfaff, Köln, in der Entwurfsabteilung, Kalkulation und Bauleitung tätig. Die dabei gesammelten praktischen Erfahrungen kamen ihm sehr zu statten, als er am 1. Februar 1934 bei den Reichsautobahnen, Oberste Bauleitung



Köln, das Brückenzernat übernahm. Von 1937 bis 1940 leitete er als Vorstand die Bauabteilung Köln 2, die für den Bau der Strecke Köln—Aachen zuständig war. In den folgenden Jahren übernahm er viele schwierige Aufgaben im Brückenbau. Als nach den Wirren des Kriegsendes der Wiederaufbau der zerstörten Brücken begann, übernahm er im September 1945 bei der Obersten Bauleitung Köln der Autobahnen das Brückenzernat bis Juni 1946, anschließend das Landesstraßenbauamt Düsseldorf als Vorstand.

Am 1. April 1949 wurde er als Brückenreferent in das Ministerium für Wirtschaft und Verkehr des Landes Nordrhein-Westfalen berufen und dort im März 1951 zum Ministerialrat befördert. Mit der Umgliederung der Verwaltung übte er diese Tätigkeit beim Landschaftsverband Rheinland unter der Dienstbezeichnung Landesoberbaudirektor aus.

Die Entwicklung nach dem Kriege stellte Berr vor umfangreiche und schwierige Aufgaben. Die Wiederherstellung vieler kriegszerstörter Brücken und in den letzten Jahren das umfangreiche Bauprogramm für neue Straßenbrücken wurde von ihm erfolgreich durchgeführt, wobei ihm seine reichen Erfahrungen sehr zustatten kamen. Darüber hinaus stand er beim Wiederaufbau der großen Rheinbrücken oft vor schwierigen Entscheidungen, die er mit ruhiger Überlegung und gesundem Urteil meisterte. Seine Mitarbeiter schätzen ihn wegen seines aufrichtigen Charakters und seines ausgeglichenen Wesens. An seinem 65. Geburtstag kann er der aufrichtigen Glückwünsche aller gewiß sein, die beruflich mit ihm zu tun hatten.

Dr. W. Klingenberg, Bonn.

Dipl.-Ing. Bruno W. Gärtner 65 Jahre

Am 15. 11. 1960 vollendete Dipl.-Ing. Bruno W. Gärtner, persönlich haftender Gesellschafter der Wayss & Freytag K.G., Frankfurt/Main, sein 65. Lebensjahr. — In seiner Geburtsstadt



Frankfurt/Oder besuchte er das Realgymnasium und begann im Herbst 1913 nach bestandem Abitur mit dem Studium, das durch den ersten Weltkrieg unterbrochen wurde. Ab 1919 studierte er an der Technischen Hochschule Hannover Bauingenieurwesen, wo er 1922 seine Diplomprüfung mit Auszeichnung bestand.

Am 1. 9. 1922 trat Gärtner in die Niederlassung Düsseldorf der Wayss & Freytag A.G. ein, war dort zunächst im Technischen Büro und von 1923 bis 1929 im Innen- und Außendienst tätig. Am 1. 1. 1930 wurde ihm die Leitung des Zweigbüros in Essen übertragen.

Am 1. 7. 1931 trat er in die Geschäftsleitung der Niederlassung Düsseldorf ein und erhielt am 3. 11. 1932 Prokura für deren Geschäftsbereich. Am 27. 4. 1934 wurde Gärtner stellvertretendes und am 27. 6. 1935 ordentliches Mitglied des Vorstandes der Firma und schließlich bei der Umwandlung der

Wayss & Freytag A.G. in eine Kommanditgesellschaft im Jahr 1959 persönlich haftender Gesellschafter.

Unter seiner Leitung kamen viele hervorragende Ingenieurleistungen, vor allem auf dem Gebiete des Industriebaues, zur Ausführung. Großes Interesse hat Gärtner stets allen Fragen der Gesamtwirtschaft, insbesondere denen der Bauindustrie, gewidmet. Er gehört dem Gesamtvorstand des Hauptverbandes der Deutschen Bauindustrie und dem Exportausschuß Bauwirtschaft an, ist Vorsitzender der Bundesfachabteilung Hoch-, Tief- und konstruktiver Ingenieurbau, Gruppe II, in der die Großfirmen der Bauindustrie zusammengefaßt sind, außerdem Mitglied des Aufsichtsrats des Kautionsvereins für das Deutsche Baugewerbe V. a. G. und stellvertretendes Vorstandsmitglied der Tiefbau-Berufsgenossenschaft.

E. Bachus.

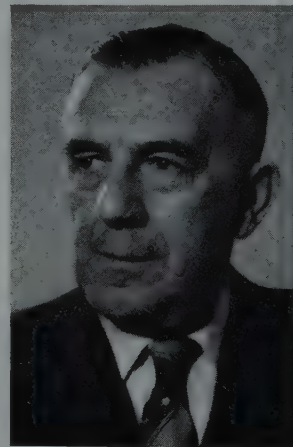
Direktor Dipl.-Ing. Richard Fiala 65 Jahre

Am 23. 10. 1960 vollendete Dipl.-Ing. Richard Fiala, geboren in Frankfurt/Main, sein 65. Lebensjahr.

Nach zwei Semestern Studium in der Fachrichtung Bauingenieurwesen an der Technischen Hochschule Wien wurde er 1919 zum Kriegsdienst einberufen und konnte erst nach seiner Rückkehr nach Deutschland seine Studien 1922 an der Friderician in Karlsruhe vollenden. Seine Ingenieurertätigkeit begann er im Konstruktionsbüro der Friedrich Krupp AG Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen. Nach zwei Jahren wechselte er zur Montage über und war mit dem Entwurf und der Überwachung zum Teil als Bauleiter bei einer Reihe großer Industrie- und Brückenbauten tätig, wie z. B. bei der Elbebrücke Stendal-Hämerten, der Eisenbahnbrücke Duisburg, des Schmiedepreßwerkes in Essen u. a. m.

Von 1929—1936 hatte er die Leitung der gesamten Montageabteilung der Firma August Klönne in Dortmund. In diese Zeit fällt neben interessanten Bauwerken des Stahl-, Hoch- und Brückenbaus, des Behälter- und Wasserbaues (Schleusen in Bremerhaven) im Inland die Betreuung einer Reihe großer Bauvorhaben im Ausland, wie z. B. Brückenbauten in der Türkei in Lettland, Kohlenverladekrane und Schwefelsäurefabriken in Dänemark, Gasbehälter in Holland, Belgien und Italien, Stahlwasserbauten in Frankreich.

Von 1936—1942 ist Fiala erneut bei der Firma Friedrich Krupp AG Friedrich-Alfred-Hütte Rheinhausen als Oberingenieur und Prokurist tätig, wo ihm zum Teil die Montage unterstellt war, er aber auch im Verkauf maßgeblich tätig war. Von großen Bauvorhaben dieser Zeit seien nur als Beispiele das Walzwerk Zenica in Jugoslawien, die Brücke über das Goldene Horn in Istanbul und das Deutsche Haus auf der Weltausstellung in Paris (zum Teil in Arbeitsgemeinschaft mit anderen Firmen) erwähnt.



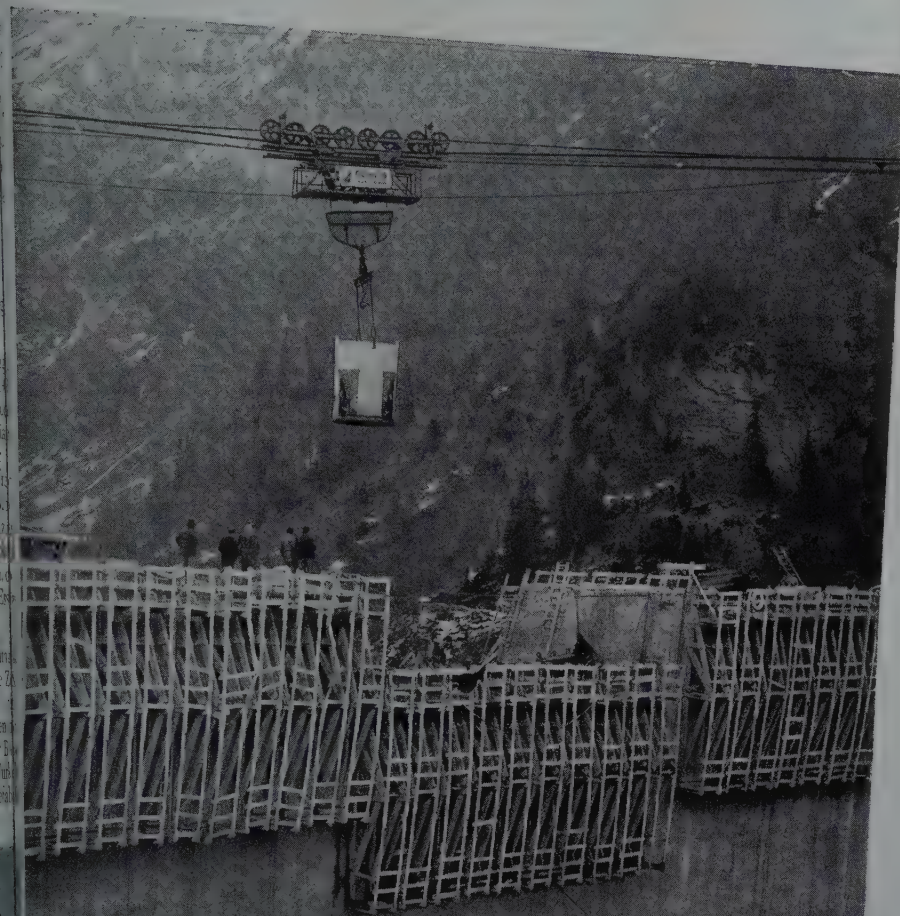
Von 1942—1945 war Fiala technischer Direktor mit Gesamtprokura der Hauptverwaltung bei den Alpinen Montanbetriebs mit Sitz Linz/Donau. In technischer, wirtschaftlicher, finanzieller und verwaltungsmäßiger Hinsicht mußten hier von ihm bei Umbauten und Neuanlagen von der Planung bis zur Inbetriebnahme große Aufgaben bewältigt werden. Hierbei waren nicht nur die Hütten- und Bergwerke, sondern weiterverarbeitende Betriebe zu betreuen. 1945 schied er aus dem Unternehmen aus und kehrte nach Deutschland zurück.

1950 sehen wir Fiala bereits wieder als technischen Geschäftsführer des Konzernunternehmens Krupp-Druckermühl G.m.b.H., Berlin-Tempelhof, der Friedrich Krupp AG. Hier war er maßgeblich am Wiederaufbau dieses Unternehmens beteiligt.

Bemerkenswert ist im Leben Fialas die Vielseitigkeit sowie was die technische Seite seines Wirkens wie auch Führungsaufgaben betreffen. Daran liegt es, daß der Jubilar sowohl in der Fachwelt wie auch in Wirtschaftskreisen ein hohes Ansehen genießt. Seine Freunde wünschen ihm weitere Erfolge und noch viele fröhliche Lebensjahre.

H. Hamann, Berlin-Frohnau.

POHLIG-KABELKRANE



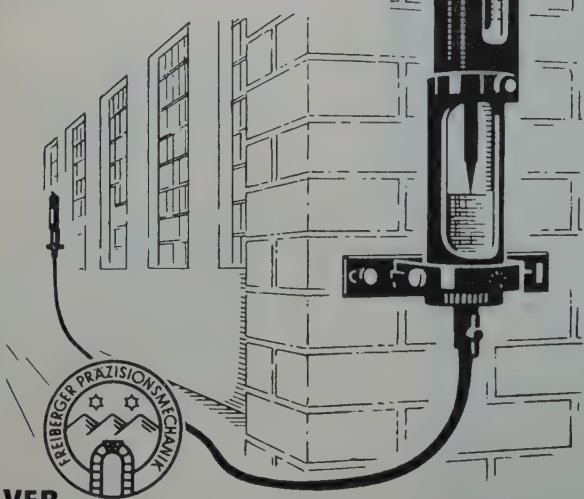
Allein in der Schweiz
wurden in den letzten 8 Jahren
für den Bau von Staumauern
20 POHLIG-Kabelkrane eingesetzt
mit Tragkraft bis 20 t
Hubhöhen bis 275 m
Spannweiten bis 880 m
und Fahrgeschwindigkeiten
von mehr als 360 m/min.

J. POHLIG AKTIENGESELLSCHAFT · KÖLN



Präzisions-Schlauchwaage

Große Schäden an Bauwerken sind verhindert worden durch rechtzeitige Durchführung von Setzungsmessungen. Höchste Genauigkeit von ± 0.01 mm wird erreicht mit der Präzisions-Schlauchwaage nach Prof. Dr. Meißer.



**VEB
FREIBERGER PRÄZISIONSMECHANIK
FREIBERG/SA.**

Exportformation: Deutsche Export- und Importgesellschaft Feinmechanik- und Optik m.b.H., Berlin C2, Schicklerstraße 7

Umschau

Direktor Baddenhausen 60 Jahre

Hermann Baddenhausen, Leiter des Continentalwerkes Vahrenwald, beging am 27. Oktober seinen 60. Geburtstag. In seiner Heimatstadt Hannover absolvierte er von 1919 bis 1921 die Ingenieurschule war anschließend als Konstrukteur in einer Stahlbaufirma tätig und trat am 1.2.1923 als Betriebsingenieur in die Continental ein.

Nach langjähriger Tätigkeit als Betriebsassistent und Betriebsleiter im Ball- und Hohlkörperbau ging er zur Autoreifenfabrikation über, folgte dann für einige Jahre dem Ruf einer ausländischen Reifenfabrik als deren technischer Direktor und widmete sich nach 1945 als Leiter des Werkes Vahrenwald dem Wiederaufbau dieses stark zerstörten größten Continentalwerkes. Daneben setzte er sich besonders für die Entwicklung des „Stahlcord“-Förderbandes ein, das die Continental als erste deutsche Firma herausbrachte und das vor allem im Braunkohlentagebau wesentlich zur Steigerung der Förderung beitrug.

Als Mitglied verschiedener internationaler Normenausschüsse und als Vorsitzender der Fördergemeinschaft der Ingenieurschule Hannover stellt Direktor *Baddenhausen* seine reichen Erfahrungen in den Dienst der Allgemeinheit. Besonders verdient machte er sich auch um die Förderung des betrieblichen Vorschlagwesens.

25jähriges Dienstjubiläum von Dipl.-Ing. H.-G. Bellmann

Herr Dipl.-Ing. *Hans-Gebhard Bellmann*, Verkaufsleiter der Menck & Hambrock GmbH in Hamburg-Altona, beging am 15. November 1960 sein 25jähriges Dienstjubiläum bei dieser Firma. 1908 in Berlin geboren, besuchte er dort ein humanistisches Gymnasium und studierte dann an den Technischen Hochschulen in Charlottenburg und Danzig Maschinenbau. Anschließend war er bei verschiedenen Firmen im In- und Ausland tätig und trat 1935 bei Menck & Hambrock als Konstrukteur ein. Vom Reisbrett wechselte *Bellmann* dann später in den Verkauf über. Nach einer durch den Krieg bedingten Unterbrechung von 1939 bis 1945 baute er speziell in Service grundlegend aus und übernahm dann schließlich 1953 die Leitung des gesamten Vertriebes dieser altbekannten Baumaschinenfabrik. In dieser Eigenschaft unterstehen ihm der Verkauf von neuen Geräten und Ersatzteilen, die Werbung und der Kundendienst. Zahlreiche Reisen im Inland und nach Übersee, speziell Ostasien, gaben ihm Gelegenheit, sein Wissen zu erweitern und Erfahrungen zu sammeln, wie sie seine heutige vielfache Tätigkeit in reichem Maße verlangt.

Gütegemeinschaft Betonstahl-Biegemaschinen e. V.

Das sachgemäße Biegen von Betonstählen ist für die Standfestigkeit der Stahlbeton-Bauwerke von außerordentlicher Bedeutung. In dem Bestreben, der Baupraxis hinsichtlich der Erhaltung der diesbezüglichen Bestimmungen zu helfen, haben sich auf Anregung von Sachverständigen einschlägige Firmen zusammengeschlossen und unter Hinzuziehung neutraler Fachleute die Gütegemeinschaft Betonstahl-Biegemaschinen e. V. gegründet.

Die Gütebedingungen sind in Anlehnung an die Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton DIN 1045 und die Vorläufigen Richtlinien für Beton-Rippenstahl aufgestellt. Die mit dem Gütezeichen RAL-RG 740 versehenen Betonstahl-Biegemaschinen und Handbiegegeräte ermöglichen in jedem Fall die Einhaltung der vorgenannten Bestimmungen.

Die Geschäftsstelle der Gütegemeinschaft befindet sich in Köln, Cäcilienstraße 48.

Europäische Föderation Korrosion

Der Jahresbericht 1959 der Europäischen Föderation Korrosion (143 Seiten, DIN A 4, bearbeitet vom Büro Frankfurt des Generalsekretariats) liegt jetzt vor. Der 1. Teil enthält den Bericht des Generalsekretariats und unterrichtet über die Vorgänge innerhalb der Föderation, der 2. Teil bringt die Berichte der Mitgliedsvereine über ihre sachliche Arbeit auf dem Gebiet der Korrosion und der 3. Teil einen Überblick über die Institute und Forschungsstellen in den verschiedenen europäischen Ländern, die sich mit Fragen der Korrosion und des Werkstoffschutzes befassen. — Damit vermittelt der Jahresbericht den Fachleuten wertvolle Auskünfte über die auf dem Korrosionsgebiet in Europa geleistete Facharbeit, über Anschriften und Veröffentlichungen, Forschungsarbeiten und die auf den Tagungen gehaltenen Vorträge.

Der Bericht ist nur vom Generalsekretariat der Europäischen Föderation Korrosion, Büro Frankfurt (Main), Postfach 7746, zu beziehen. Der Kostenbeitrag beträgt für Mitglieder der in der Föderation zusammengeschlossenen Vereine DM 15.— (bei Bestellung wird gebeten, den betreffenden Verein anzugeben), für Nichtmitglieder DM 30.—, zuzüglich Versandkosten.

9. Deutsche Kunststoff-Tagung, Berlin 1961

Die technisch-wissenschaftlichen und wirtschaftlichen Fach-Organisationen des Kunststoff-Gebietes in der Bundesrepublik Deutschland werden die 9. Deutsche Kunststoff-Tagung vom 12.—14. April 1961 in Berlin veranstalten. An den Vormittagen sind Plenar-Sitzungen mit jeweils zwei Vorträgen über allgemein interessierende Themen aus den Gebieten der Physik, Chemie und Technologie der Kunststoffe, der Kunststoff-Wirtschaft und der Anwendung von Kunststoffen vorgesehen. Nachmittags werden jeweils in zwei Parallel-Sitzungen aktuelle Einzelgebiete diskutiert werden. Auskunft über diese Tagung erteilt die Arbeitsgemeinschaft Deutsche Kunststoff-Industrie, Frankfurt/Main, Karlstr. 21.

Tiefgründungen

Schwerlastpfahl

»System Simpol«

Eingerüttelter Ortbeton-Rammpfahl mit vorgefertigter Spitze und vollarmiertem Stahlbetonschaft

Rüttel- und Preßbetonbohrpfähle
Brunnengründungen

Grundwasser- absenkungen

Flach-, Tief- und Großbrunnenanlagen
Vacuumanlagen »System Pollema«

Bohrungen
Aufsloßarbeiten
Rohrleitungsbau



FRITZ POLLEMS KG. WEST
BREMEN · ESSEN · BERLIN

ORTBETONRAMMPFAHL
»SYSTEM SIMPOL«



Der Schlüssel zur Sicherung Ihrer Bauten:

DEITERMANN - Bautenschutz!

CERINOL
PLASTIKOL
EUROLAN
RELAX

Beton- und Mörteldichtungsmittel, Betonverflüssiger, Abbindeverzögerer, Schnellerhärter.

Spachtel- und Streichmasse zur schnellen, dauerhaften Abdichtung und zu Isolierzwecken.

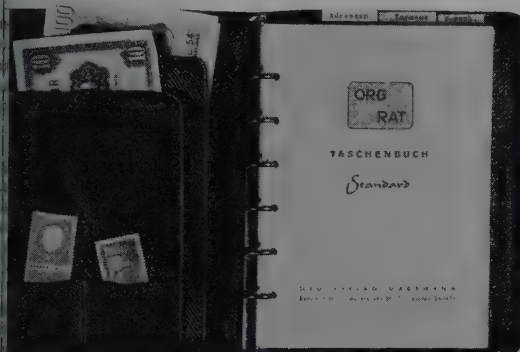
Schutz- und Isolieranstrich gegen Feuchtigkeit, Rost, Dämpfe und chemische Einflüsse.

Schalöl verhindert das Anhaften von Mörtel und Beton an Holz- und Eisenschalungen.

Fordern Sie ausführliche Prospekte an!
Läger und Verkaufsbüros in allen größeren Städten

DEITERMANN K.G.
Chemische Werke • Datteln i. W.
Ruf: Sammel-Nummer 2186

in Ringbuch für Sie...
is ORG-RAT-TASCHENBUCH!



Preis mit Normalinhalt in
Plastik DM 9,50 — Saffian DM 19,25

Keine Zettelwirtschaft - hervorragende Übersicht!
Einlageblätter für die verschiedensten Zwecke!
Ein beliebtes Werbegeschenk!
Der richtige Helfer für Ihre tägliche Kleinarbeit!

haben Sie Interesse? Bestellungen oder Anfragen nimmt
ern entgegen:

ORG-VERLAG MADEMANN
Berlin W 30, Traunsteiner Straße 7a, Telefon 24 74 08
Sind Sie an weiteren zeit- und arbeitsparenden
Organisationsmitteln interessiert, so fordern Sie
bitte unseren Prospekt an

Transport
auf engstem Raum in
zusammengeklapptem
Zustand

**DER
NEUE
WOLFF
KRAN**



JUL. WOLFF & CO GMBH
HEILBRONN / NECKAR

vandex
isoliermittel

Gegen
Wasser
und
Feuchtigkeit



VANDER
ISOLIERMITTEL-GESELLSCHAFT MBH.
HAMBURG-STELLINGEN
KIELER STRASSE 335c

Der Dammbau

Grundlagen und Geotechnik der Stau- und Verkehrsdämme

Von Dr.-Ing. K. KEIL, Professor für Ingenieurgeologie und Geotechnik an der Hochschule für Verkehrswesen in Dresden.

Zweite, völlig neubearbeitete Auflage. Mit 600 Abbildungen. XVI, 581 Seiten Gr.-8°. 1954. Ganzleinen DM 69,—

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„... Als besonders instruktive Abschnitte des Buches sind zu erwähnen: Der geschichtliche Überblick, Gliederung der Staudämme, das Kapitel über die hydrodynamischen Vorgänge im Dammkörper, welche durch anschauliche Bilder über die Lage der Drainagen und deren Wirkungsweise illustriert werden, sowie die Abschnitte über den Einbau und die Baumethoden. Hervorzuheben sind auch die Ausführungen über Setzungsbeobachtungen und Messungen an erstellten Bauwerken, wie auch die Übersicht der Ursachen von Dammbrüchen. Das Werk ist durch reiche Illustration und ein ausgedehntes Literaturverzeichnis abgerundet und bietet dem Fachmann, der sich mit dem Entwurf und der Ausführung von Erddämmen beschäftigt, eine anregende Unterlage.“

Schweizerische Bauzeitung

Handbuch für die Berechnung von Kanälen, Leitungen und Durchlässen des Wasserbaues

Bearbeitet und herausgegeben von E. WILD, Leitender Stadtbaudirektor a. D. der Groß-Berliner Stadtentwässerung, Berlin, unter Mitwirkung von O. SCHÖBERLEIN, Magistratsbaurat a. D., Berlin

Zweite, neubearbeitete und erweiterte Auflage

Mit 11 Tafeln und 24 Abbildungen. VII, 97 Seiten Gr.-8°. 1952. Ganzleinen DM 28,50

Talsperren-Meßtechnik

Meßverfahren, Instrumente und Apparate für die Prüfung der Bauwerke in Massenbeton

Von A. U. HUGGENBERGER, Dr. sc. techn. konsult. Ingenieur, Zürich

Mit 168 Abbildungen. VII, 132 Seiten Gr.-8°. 1951. DM 22,50

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„... In acht reich und gut bebilderten Hauptabschnitten werden in ihrem grundsätzlichen Zusammenhange und in ihren Einzelheiten knapp, aber klar und übersichtlich geordnet die zu beobachtenden Vorgänge in der fertigen Talsperre, am Modell und auch in Druckstollen, die vielfältigen Meßmethoden und die große Zahl seither entwickelter Geräte behandelt, wobei auch die Schwierigkeiten der Praxis und die Problematik noch mancher Frage zum Ausdruck kommt...“

Beton- und Stahlbetonbau

Der gleislose Erdbau

Anwendung und Einsatz der Geräte, Organisation und Kalkulation des Förderbetriebes

Von Dr.-Ing. G. KÜHN, Hamburg-Blankenese

Mit 161 Abbildungen. XVI, 375 Seiten Gr.-8°. 1956. Ganzleinen DM 39,—

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„Das Buch ist von einem Fachmann geschrieben, der in jahrelanger praktischer Tätigkeit den Einsatz von Flachbaggergeräten beobachtet und selbst geleitet hat. Es ist eine Freude, zu sehen und zu lesen, wie umfassend die Vorgänge im Flachbaggerbetrieb erfaßt, wissenschaftlich ausgewertet und die organisatorischen Vorgänge dabei aufgezeichnet wurden...“

VDI-Zeitschrift

SPRINGER-VERLAG · BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Zu verkaufen:

Vollautomatische Betonmischanlage (Johnsonturm)

mit 4 „Köring“-Kipp-Mischern je 3,6 m³ Inhalt, samt Silos für 6 Korngrößen je 80 m³, sowie Behälter für 75 t Zement und flüssigen Zuschlagstoff. Hierzu Zuschlagstoffförderband „Barber Green“ 100 m lang, 90 cm Bandbreite, 2,38 m/sek.

Maximale theoretische Tagesleistung im 20-Stunden-Betrieb ca. 6000 m³ verfestigter Beton.

Turmabmessungen: 30 m Höhe, 12 m Durchmesser.

Die Anlage stand 15 Monate in Betrieb, ist generalüberholt und in tadellosem Zustand.

Besichtigung der demontierten Anlage — nach vorherigem Einverständnis — jederzeit möglich.

Zuschriften an

Tauernkraftwerke A.G., Salzburg, Rainerstraße 29.

Compakta

veredelt Beton, Putz, Gips, Ind...
man es dem Anmachwasser zurührt. Prosp. a...
Baustoff-Chemie, Seebuck/Oberbayern

Zu verkaufen

„Der Bauingenieur“

1954 Heft 10—12

1955 Heft 1—12

1956 Heft 1—6

Anfragen unter „Der Bauingenieur 1182“ an die Anzeigenabteilung des Springer-Verlages, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz

STELLENANGEBOTE

Führendes Unternehmen der Baustoffindustrie sucht baldmöglichst

VERKAUFSLEITER

für den Raum Nordrhein-Westfalen. Bewerber muß Initiative, Kontaktfähigkeit, Branchenkenntnisse und sollte Erfahrung in der Baupraxis (evtl. HTL-Ing.) haben.

Wir bieten Festanstellung mit Provisions-Anteil, sowie PKW bzw. Autospesen.

Ausführliche Bewerbungen mit lückenlosem Tätigkeitsnachweis und Gehaltsansprüchen erbeten unter „Der Bauingenieur 1. 192“ an die Anzeigenabteilung des Springer-Verlages, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Für das Hochbauamt der Stadt Gelsenkirchen (rund 390 000 Einwohner, Ortsklasse S) werden zum baldigen Eintritt

2 Statiker

als Sachbearbeiter für die Ingenieurbauabteilung gesucht.

Bedingungen: Abgeschlossene Ausbildung an einer staatlichen Ingenieurschule für Bauwesen, gute statische Kenntnisse auf allen Gebieten des Ingenieurbauwesens.

Vergütung nach Verg.-Gr. IV b TO. A; Probezeit vier Monate.

Bewerbungen sind mit den üblichen Unterlagen (Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften usw.) innerhalb 14 Tagen nach Erscheinen dieser Ausschreibung unter Angabe der Kennziffer 65.26 einzureichen an

Stadtverwaltung — Hauptamt — Gelsenkirchen

Für die selbständige Bearbeitung großer interessanter Bauingenieuraufgaben — Konstruktion und Berechnung — suchen wir

tüchtige Bauingenieure (HTL)

Anfragen und Bewerbungen sind zu richten an:

Dipl.-Ing. W. Pieckert, Stuttgart-N, Thomastr. 8

Beim Amt für Straßen- und Brückenbau in Bremen (Ortskl. S) ist die Stelle eines

technischen Angestellten

— Verg.-Gr. IV b TO. A —

zu besetzen.

Voraussetzungen: Abgeschlossene Ingenieur-Ausbildung, Erfahrungen in großstädtischer Verkehrsplanung.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild und beglaubigten Zeugnisabschriften sind bis zum 10. 12. 1960 zu richten an die

Senatskommission für das Personalwesen,
Bremen, Domshof 26.

Beim Kreisbauamt des Landkreises Bergheim ist die Stelle eines

Tiefbauingenieurs

sofort zu besetzen.

Voraussetzung für die Einstellung ist Abschlußprüfung einer HTL, gediegene Kenntnisse im Straßenbau und möglichst mehrjährige Berufserfahrung. Die Vergütung erfolgt nach Gruppe IV b TO. A.

Bergheim/Erft liegt an der Hauptverkehrslinie Köln—Aachen, hat Gymnasium und gute Verkehrsverbindungen. Die Großstadt Köln ist mit Kraftfahrzeug, Bundesbahn oder Bundespost in einer halben Stunde zu erreichen.

Bewerbungen mit den üblichen Unterlagen sind zu richten an den

Oberkreisdirektor des Landkreises Bergheim in Bergheim/Erft,
Bez. Köln.

Für den Bau der Stadtautobahn

Nord-Süd-Strasse

und die Bauüberwachung der im Zuge dieser Straße im Bau befindlichen 1800 m langen **Berliner Brücke** sucht die **Stadt Duisburg** (Ortsklasse S) mehrere

tüchtige Bauingenieure (HTL)

Vergütung nach TO. A, evtl. Übernahme in das Beamtenverhältnis. Verheiratete Bewerber erhalten nach den geltenden Bestimmungen Trennungentschädigung, zusätzlichen Heimfahrlauf und Umzugskostenvergütung. Bei der Beschaffung einer Wohnung ist die Stadt auf Wunsch behilflich.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild und beglaubigten Zeugnisabschriften sind binnen 3 Wochen nach Veröffentlichung dieser Ausschreibung unter Angabe der Kennziffer 443 beim Personalamt der Stadt Duisburg einzureichen.

Bauunternehmung in Koblenz/Rh. sucht als

Leiter des technischen Büros

im Stahlbetonbrücken- und Industriebau versierten Statiker und Konstrukteur mit umfangreicher Praxis — auch im Spannbeton — in Bauunternehmung oder Ingenieurbüro zum Jahresanfang oder Frühjahr 1961.

Ausführliche Bewerbung mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften, Gehaltsanspruch und Antrittstermin erbeten a :

Karl Eisenrieth & Co., GmbH., Koblenz, Kurfürstenstr. 23
Tel. Koblenz 34 411—2

Fortsetzung der Stellenanzeigen:

Bauingenieur

für Konstruktion von Spann- und Schleuderbetonerzeugnissen

Wir suchen als Mitarbeiter unserer Konstruktionsabteilung einen **Bauingenieur** oder befähigten **Bautechniker**. Erwünscht sind einige Jahre Praxis, entweder vor oder nach dem Studium, und Erfahrungen oder Kenntnisse in Statik.

Diese Aufgabe ist recht interessant und bietet einem befähigten Bewerber viel Freude und Genugtuung. Es handelt sich um ein führendes Industrieunternehmen seiner Branche im Raume von Nürnberg mit einem bemerkenswert guten Betriebsklima. Die sozialen Fragen werden in angenehmer Weise gelöst.

Wenn Sie die bei uns für selbstverständlich erachteten menschlichen Qualitäten besitzen, an einer interessanten Aufgabe mitarbeiten wollen, reichen Sie bitte Ihre Bewerbungsunterlagen, wie einen maschinengeschriebenen tabellarischen Werdegang, ein gutes Bild, etwas Handgeschriebenes, Zeugnisabschriften und Angaben von Referenzen und Gehaltsvorstellungen ein unter „Der Bauingenieur 1.193“ an die Anzeigenabteilung des Springer-Verlages, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, oder an den mit der Unternehmensberatung Beauftragten: Industriebereiter

Dr. oec. ERICH PLAPP,
Stuttgart-Sonnenberg

Das Bundesbahn-Zentralamt München

sucht einen Diplom-Ingenieur des Bauwesens.

Aufgabengebiet:

Statische und dynamische Messungen an Bauwerken des Brücken- und Ingenieurhochbaues, Meßberichte und Festigkeitsberechnungen schwierigster Art hierzu, Prüfung und Weiterentwicklung von Meßverfahren und Meßgeräten.

Voraussetzungen:

Erfahrungen im Meßwesen.

Arbeitsbedingungen:

Abwechslungsreiche Tätigkeit, gute soziale Betreuung einschließlich Wohnungsfürsorge.

Die Bezahlung richtet sich nach Vergütungsgruppe III TO A. Interessenten werden gebeten, ihre Bewerbung mit Lebenslauf und Zeugnisabschriften an das

Bundesbahn-Zentralamt München,
München 2, Arnulfstraße 19,
zu richten.

An der Ingenieurschule für Bauwesen in Siegen ist zum 1. April 1961 die Stelle eines

DOZENTEN

mit der Amtsbezeichnung

„Baurat im Ingenieurschuldienst“

zu besetzen.

Voraussetzungen: mindestens fünfjährige praktische Tätigkeit nach der Diplom-Hauptprüfung, insbesondere auf Baustellen. Erforderlich sind vertiefte praktische Erfahrungen in einigen der folgenden Fachgebiete: Grundbau, Erdbau, Wasserbau, Städtischer Straßen- und Tiefbau, Baubetrieb.

Erwünscht sind Erfahrungen in bautechnischen Laboratorien. Die Einstellung des gewählten Bewerbers erfolgt zunächst für eine Probezeit als Baurat z. A. nach Gruppe A 13 des Besoldungsanpassungsgesetzes für das Land Nordrhein-Westfalen, Ortsklasse S. Nach erfolgreich abgeleiteter Probezeit von mindestens einem Jahr erfolgt Anstellung als Beamter auf Lebenszeit nach den Bestimmungen des Landesbeamtengesetzes.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild, Führungszeugnis und beglaubigten Zeugnisabschriften sind bis zum **1. Dezember 1960** zu richten an die

Kreisverwaltung Siegen i. W., Koblenzer Str. 73.

Dem Kreis als Schulträger steht das Vorschlagsrecht für die Stellenbesetzung zu. Dienstherr ist das Land Nordrhein-Westfalen.

Statiker Bauleiter

für Stahlbeton- und Spannbetonbau zum baldigen Eintritt oder später gesucht.

Auch stellen wir Nachwuchskräfte ein — gute Aufstiegsmöglichkeit vorhanden.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften, Gehaltsanspruch erbitten an

Peter Bauwens, Bauunternehmung
Personalabteilung
Köln, Antwerpener Straße 55

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene, rammfähige

Stahlspundwände

mit einwandfreien Schlössern in den Fabrikaten „Larssen III“, „Hoesch III“ und „Krupp KN III“ in Längen zwischen 3 und 8 m laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE OHG., Rastatt-Hügelsheim / Baden
Telefon: Iffezheim 277—278 / Fernschreiber Nr. 0784 732

SÄMTLICHE MASCHINEN FÜR ASBESTZEMENTANLAGEN

von der Stoffaufbereitung bis zur Prüfung der Fertigware.

Maschinen zur Naß- oder Trockenaufbereitung von Asbestzement/
Asbestsilos.

Ein- bis Dreisiebzyylinder-Plattenmaschinen / Plattenstraßen für ebene
und gewellte Platten, kombiniert, automatisch oder halbautomatisch /
Entstapelungsanlagen kombiniert mit Reinigungs- und Einölstraße für
ebene und gewellte Bleche, auch für automatischen Betrieb / Stanz- und
Beschneidemaschinen sowie hydraulische Pressen

Rohrwickelmaschinen für Druckrohre bis 5 m Länge
und bis 1000 mm lichte Weite / Rohr- und Muffen-
drehbänke / Rohr- und Trennschleifmaschinen / Rohr-
und Muffenprüfpressen / Formierkalanders für glatte
und Muffenrohre / Mandril-Ausziehmaschinen / Auto-
klaven für die Abbildung von Asbestzementplatten
und Asbestzementrohren / sowie diverse Aggregate,
Pumpen und Zubehör.

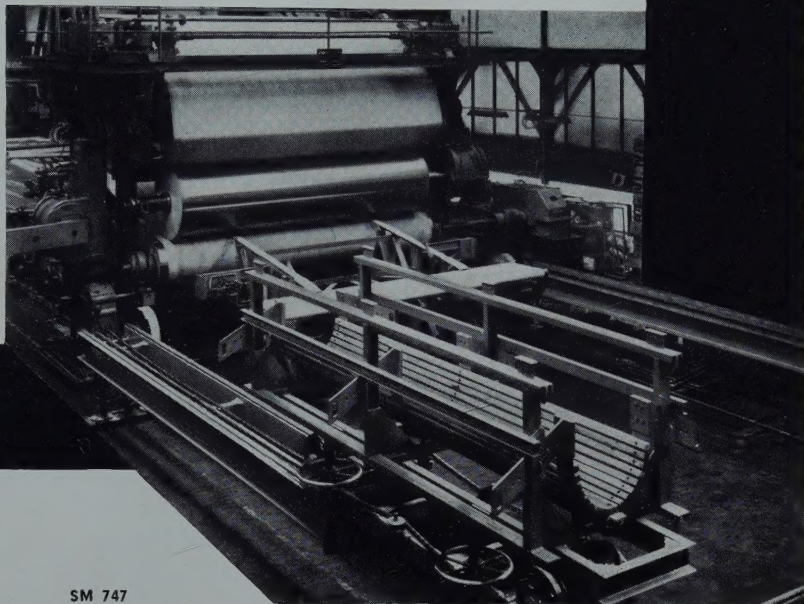
Interessenten stellen wir gerne unsere Spezialpro-
spekte zur Verfügung.

J.M.VOITH A.G.

ST. PÖLTEN — ÖSTERREICH

Postfach 168 / Telefon 2501 / Fernschreiber 01 510

SM 747



Moderne Kautschukerzeugnisse für das

BAU GEWERBE

Für alle Einsatzzwecke liefern wir

Gummitteile aus

Naturkautschuk und

Synthetischem Kautschuk

in bewährten Ausführungen

Unsere **NEOPRENE***-Qualitäten
sind aufgebaut nach den
Spezifikationen der **AASHO**

Zum Einsatz kommen:

Fugenbänder - Formteile - Platten - Streifen
bewegliche Unterlagen - Abdichtungen aller Art

* Du Pont

**NEW-YORK HAMBURGER
GUMMI-WAAREN COMPAGNIE**

Angeschl. DR. HEINR. TRAUN & SÖHNE G.M.B.H.
HAMBURG-HARBURG



Beim Bau des
LEITZACH-KRAFTWERKS

verwendet:

PLASTIMENT

plastifizierender Betonverflüssiger

PLASTOCRETE

plastifizierender Luftporenbildner

ALIVA-Betonspritzmaschine

PLASTOSYN-BAND

Kunststoff-Fugenband

PLASTIMENT GMBH KARLSRUHE

Postfach 1270 • Tel. 2 68 23 • Fernschr. 0782 616

Hauptverkehrsstraße

Eternit

Eternit-Druckrohre mit REKA-Kupplung bei dynamischer Belastung durch Großstadtverkehr sicher und wirtschaftlich

